

DIMENSIONAMENTO DE BASES RÍGIDAS DE PILARES METÁLICOS SEGUNDO O EUROCÓDIGO 3

SILVANA DULCE PAIVA MOREIRA MARQUES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor José Miguel Freitas Castro

Coorientador: Engenheiro Marco Beleza Vieira

JULHO DE 2013

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais

Conhecimento é Poder

Francis Bacon

AGRADECIMENTOS

Apresente dissertação desenvolveu-se com o apoio de duas entidades o Departamento de Engenharia Civil e a empresa Projegui com a orientação do Professor Doutor José Miguel Castro e do Engenheiro Marco Vieira, respetivamente, a quem agradeço a disponibilidade, o profissionalismo, o acompanhamento e a partilha do conhecimento para a minha evolução profissional e pessoal, sem os quais não seria possível a realização deste trabalho.

Obrigado aos meus colegas pelo apoio.

Finalmente, à minha família a minha gratidão por tudo o que fazem por mim em especial aos meus pais e Ricardo por todo o carinho.

RESUMO

A presente dissertação desenvolveu-se em conjunto com a empresa Projegui pretendendo-se desenvolver uma ferramenta de cálculo de ligações de bases de pilares metálicos à correspondente fundação de acordo com a regulamentação europeia atualmente em vigor, nomeadamente o EC3-1-8 e códigos relacionados, segundo uma abordagem direcionada para a execução de projetos reais.

Procedeu-se ao desenvolvimento de uma ferramenta de cálculo da base de pilares em ambiente empresarial o que permitiu integrar o conhecimento teórico adquirido direcionado para a vertente prática de projeto.

O trabalho realizado permitiu determinar as propriedades estruturais determinantes para o comportamento de uma ligação, a rigidez e a resistência à custa do método das componentes. Neste sentido, construíram-se ábacos resistentes que relacionam a resistência ao esforço axial, momento fletor e esforço transversos aplicados.

Por fim, realizou-se o dimensionamento de ligações integradas em dois pórticos de um pavilhão industrial, sendo cada um composto por dois pilares. Estas ligações pretendem-se rígidas e resistentes relativamente às combinações de ações de projeto mais desfavoráveis, de acordo com o Eurocódigo 1.

PALAVRAS-CHAVE: Bases de pilares metálicos; rigidez e resistência ao esforço axial; transversal e momento fletor.

ABSTRACT

The dissertation was developed in combination with the company Projegui having being the purpose of this work to develop a tool for calculating base steel column connections to the corresponding foundation in accordance with the European regulations currently in use, in particular the EC3-1-8 and related codes according to a approach focused for the execution of real projects.

Proceeded to develop a tool for calculating the columns bases business environment allowing to integrate theoretical knowledge acquired directed to the practical project.

The work realized allowed to determine the structural properties determining for the behavior of a connection: the stiffness and strength determined through the component method. Regarding this, resistant abacuses were developed, relating resistance to normal force, bending moment and shear force applied.

Finally, there was design of integrated connections in two industrial pavilion portal frames each consisting of two columns. These connections are intending to be stiffness and resistant relatively to the critical load combination of the project, in accordance to the Eurocode 1.

KEYWORDS: Bases of steel columns, stiffness and resistance to normal, shear force and bending moment.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVOS	3
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	4

2. CARACTERIZAÇÃO DOS ELEMENTOS CONSTITUINTES DAS BASES DE PILARES METÁLICOS	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DOS ELEMENTOS QUE COMPÕEM A LIGAÇÃO	5
2.2.1. FUNDAÇÃO	5
2.2.2. ARGAMASSA DE SELAGEM	6
2.2.3. CHAPA DE BASE E PERFIL	6
2.2.4. CHUMBADOUROS	7
2.2.5. SECÇÃO TRANSVERSAL DO PILAR	8
2.2.6. DISTÂNCIAS MÍNIMAS E MÁXIMAS A RESPEITAR ENTRE ELEMENTOS	8
2.3. CARACTERÍSTICAS RESISTENTES DOS MATERIAIS QUE COMPÕEM OS ELEMENTOS LIGAÇÃO	10
2.3.1. BETÃO	10
2.3.2. ARGAMASSA	10
2.3.3. AÇO ESTRUTURAL LAMINADO A QUENTE	10
2.3.4. CHUMBADOUROS	11
2.4. RESISTÊNCIA À FLEXÃO DA SECÇÃO TRANSVERSAL DO PILAR	12
2.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	12

3. MÉTODO DAS COMPONENTES	13
3.1. INTRODUÇÃO	13
3.2. DESCRIÇÃO DO MÉTODO DAS COMPONENTES	14
3.3. APLICAÇÃO À LIGAÇÃO DE BASE DE PILAR	14

3.3.1. FASE 1 – IDENTIFICAÇÃO DOS COMPONENTES ATIVOS.....	14
3.3.2. FASE 2 – CARATERIZAÇÃODOS COMPONENTES ATIVOS.....	16
3.3.3. FASE 3 – ASSEMBLAGEM DOS COMPONENTES ATIVOS.....	16
3.3.3.1. Cálculo do momento resistente da ligação	28
3.3.3.2. Cálculo da rigidez da ligação	29
3.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS	32

4. DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES BASE DE PILARES PELO EC3

4.1. INTRODUÇÃO	33
4.2. RESISTÊNCIA DA LIGAÇÃO	33
4.2.1. QUANTIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DOS COMPONENTES BÁSICOS	33
4.2.1.1. Componente 1, banzo e alma do pilar à compressão	33
4.2.1.2. Componente 2, betão e camada de argamassa de selagem comprimidos, incluindo a chapa de base fletida por efeito da compressão	33
4.2.1.3 Componente 3, chapa de base fletida e chumbadouros tracionados, por efeito da tração	38
4.2.2. DEFINIÇÃO DA RESISTÊNCIA GLOBAL DA LIGAÇÃO.....	45
4.2.2.1. Resistência ao esforço axial	46
4.2.2.2. Resistência à flexão composta	47
4.2.2.3. Resistência ao esforço transversal	48
4.2.2.4. Resistência resultante da interação da flexão composta e esforço transversal.....	50
4.3. RIGIDEZ DA LIGAÇÃO	51
4.3.1. QUANTIFICAÇÃO DA RIGIDEZ DOS COMPONENTES BÁSICOS.....	51
4.3.2. DEFINIÇÃO DA RESISTÊNCIA GLOBAL DA LIGAÇÃO $S_{j,ini}$	51
4.4. CLASSIFICAÇÃO DA RIGIDEZ DA LIGAÇÃO	53
4.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	54

5. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

5.1. INTRODUÇÃO	55
5.2. ENQUADRAMENTO DOS CASOS DE ESTUDO DOS PT1 E PT2	55
5.2.1. PÓRTICO 1, PT1	55
5.2.2. PÓRTICO 2, PT2.....	56
5.3. DEFINIÇÃO DAS LIGAÇÕES DOS PILARES P1 E P2 DOS PÓRTICOS PT1 E PT2.....	58

5.3.1. DEFINIÇÃO DA LIGAÇÃO DOS PILARES P1 E P2 DO PT1	58
5.3.1.1. Resistência e rigidez da ligação do pilar P1 e P2 para a combinação 1 do PT1.....	58
5.3.1.2. Resistência e rigidez da ligação do pilar P1 para a combinação 2 do PT1	60
5.3.1.3. Resistência e rigidez da ligação do pilar P2 para a combinação 2 do PT1	62
5.3.2. DEFINIÇÃO DA LIGAÇÃO DO PILAR P1 DO PT2.....	64
5.3.2.1. Resistência e rigidez da ligação do pilar P1 para a combinação 1 do PT2.....	65
5.3.2.2. Resistência e rigidez da ligação do pilar P1 para a combinação 2 do PT2.....	67
5.3.3. DEFINIÇÃO DA LIGAÇÃO DO PILAR P2 DO PT2.....	68
5.3.3.1. Resistência e rigidez da ligação do pilar P2 para a combinação 1 do PT2.....	69
5.3.3.2. Resistência e rigidez da ligação do pilar P2 para a combinação 2 do PT2.....	70
5.4. RESISTÊNCIA DAS LIGAÇÕES	72
5.4.1. RESISTÊNCIA DA LIGAÇÃO DOS PILARES P1 E P2 DO PT1.....	72
5.4.1.1. Quantificação da resistência dos componentes básicos	72
5.4.1.2. Definição da resistência global da ligação para a flexão composta e esforço transversal.....	82
5.4.2. RESISTÊNCIA DA LIGAÇÃO DO PILAR P1 DO PT2	92
5.4.2.1. Quantificação da resistência dos componentes básicos	92
5.4.2.2. Definição da resistência global da ligação para a flexão composta e esforço transversal.....	95
5.4.3. RESISTÊNCIA DA LIGAÇÃO DO PILAR P2 DO PT2	96
5.4.3.1. Quantificação da resistência dos componentes básicos	96
5.4.3.2. Definição da resistência global da ligação para a flexão composta e esforço transversal.....	100
5.5. RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES.....	101
5.5.1. QUANTIFICAÇÃO DA RIGIDEZ DOS COMPONENTES BÁSICOS.....	101
5.5.2. DEFINIÇÃO DA RIGIDEZ GLOBAL DA LIGAÇÃO	102
5.5.3. CLASSIFICAÇÃO DA RIGIDEZ GLOBAL DA LIGAÇÃO.....	104
5.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	105
 6. CONCLUSÃO	 107
 7. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	 109
 BIBLIOGRAFIA.....	 111

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Tipos de ligações numa estrutura metálica corrente[3]	1
Figura 1.2 – Classificação das ligações face à rigidez	3
Figura 2.1 – Composição de uma ligação da base de um pilar[3]	5
Figura 2.2 – Definição da geometria da fundação	6
Figura 2.3 – Definição da geometria da argamassa de selagem	6
Figura 2.4 – Definição da geometria da chapa de base	6
Figura 2.5 – Definição da geometria de um chumbadouro	7
Figura 2.6 – Definição da geometria da secção transversal do pilar	8
Figura 2.7 – Parametrização da planta de uma ligação representativa	9
Figura 3.1 – Gráfico momento-rotação de uma ligação de base de pilar	14
Figura 3.2 – Identificação da zona de rotura do componente 1 [9]	15
Figura 3.3 – Identificação da zona de rotura do componente 2 [9]	15
Figura 3.4 – Identificação da zona de rotura do componente 3 [9]	15
Figura 3.5 – Ligação solicitada pela combinação de esforço axial de tração dominante e momento fletor (a) esforço axial de tração dominante e momento fletor positivo (b) esforço axial de tração dominante e momento fletor negativa	18
Figura 3.6 – Representação das forças atuantes na direção das reações para a combinação de ações esforço axial de tração dominante e momento fletor positivo	19
Figura 3.7 – Representação das forças atuantes na direção das reações para a combinação de ações esforço axial de tração dominante e momento fletor negativo	20
Figura 3.8 – Ligação solicitada pela combinação de esforço axial de compressão dominante e momento fletor (a) esforço axial de compressão dominante e momento fletor positivo (b) esforço axial de compressão dominante e momento fletor negativo	20
Figura 3.9 – Representação das forças atuantes na direção das reações para a combinação de ações esforço axial de compressão dominante e momento fletor positivo	21
Figura 3.10 – Representação das forças atuantes na direção das reações para a combinação de ações esforço axial de compressão dominante e momento fletor negativo	22
Figura 3.11 – Ligação solicitada pela combinação do momento fletor negativo dominante e esforço axial (a) momento fletor negativo dominante e esforço axial positivo (b) momento fletor negativo dominante e esforço axial negativo	23
Figura 3.12 – Representação das forças atuantes na direção das reações para a combinação de ações momento fletor negativo dominante e esforço axial positivo	23
Figura 3.13 – Representação das forças atuantes na direção das reações para a combinação de ações momento fletor negativo dominante e esforço axial negativo	24
Figura 3.14 – Ligação solicitada pela combinação do momento fletor positivo dominante e esforço axial (a) momento fletor positivo dominante e esforço axial positivo (b) momento fletor positivo dominante e esforço axial	25

Figura 3.15 – Representação das forças atuantes na direção das reações para a combinação de ações momento fletor positivo dominante e esforço axial positivo	26
Figura 3.16 – Representação das forças atuantes na direção das reações para a combinação de ações momento fletor positivo dominante e esforço axial negativo.....	27
Figura 3.17 – Representação esquemática da rigidez esquerda e direita da ligação solicitada pela combinação momento fletor positivo dominante e esforço normal de tração [10].....	29
Figura 4.1 – Área de uma peça em T equivalente comprimida [3].....	34
Figura 4.2 – Distribuição de cálculo para áreas sujeitas a forças concentradas [1].....	36
Figura 4.3 – Esquema de cálculo das forças resistentes de cálculo nos modos de rotura (a) Modo 1 – plastificação total do banzo do pilar (b) Modo 2 – rotura dos parafusos com a rotura dos banzos(c) Modo 3 - rotura dos parafusos [6]	39
Figura 4.4 – Modelação de uma chapa de base sob a forma de peça em T	40
Figura 4.5 – Modo de rotura circular de l_1 [6]	42
Figura 4.6 – Modo de rotura não circular de l_1 [6]	42
Figura 4.7 – Modo de rotura não circular de l_2 [6].....	42
Figura 4.8 – Modo de rotura não circular de l_3 [6].....	43
Figura 4.9 – Modo de rotura não circular de l_4 [6].....	43
Figura 4.10 – Peça em T sem sobreposição.....	46
Figura 4.11 – Esquema representativo do efeito do corte nas chapas e chumbadouros [5]	49
Figura 4.12 – Variação da rigidez em função do momento atuante	53
Figura 4.13 – Limites de classificação da rigidez para diferentes tipos de estruturas [1].....	54
Figura 5.1 – Definição geométrica do pórtico 1	55
Figura 5.2 – Definição geométrica do pórtico 2	57
Figura 5.3 – Definição geométrica da ligação do pilar P1 e P2 do pórtico 1	58
Figura 5.3 – Ábaco resistente da ligação dos pilares P1 e P2 para a combinação 1 do pórtico.....	58
Figura 5.4 – Ábaco resistente da ligação do pilar P1 para a combinação 2 do pórtico 1	Figura 4.13 – Limites de classificação da rigidez para diferentes tipos de estruturas [1].....
Figura 5.5 – Ábaco resistente da ligação do pilar P1 para a combinação 2 do pórtico 1	61
Figura 5.6 – Ábaco resistente da ligação do pilar P2 para a combinação 2 do pórtico 1	63
Figura 5.7 – Definição geométrica da ligação do pilar 1 do pórtico 2.....	65
Figura 5.8 – Ábaco resistente da ligação do pilar 1 para a combinação 1 do pórtico 2	Figura 5.1 – Definição geométrica do pórtico 1
Figura 5.9 – Ábaco resistente da ligação do pilar 1 para a combinação 2 do pórtico 2	Figura 5.1 – Definição geométrica do pórtico 1
Figura 5.10 – Definição geométrica da ligação do pilar 2 do pórtico 2.....	69
Figura 5.11 – Ábaco resistente da ligação do pilar 2 para a combinação 1 do pórtico	69

Figura 5.12 – Ábaco resistente da ligação do pilar 2 para a combinação 2 do pórtico 2	71
Figura 5.13 – Representação gráfica das curvas de resistências máximas do chumbadouro à tração e devido à interação com os diferentes níveis de esforço transversal	77
Figura 5.14 – Representação gráfica da resistência máxima do chumbadouro à tração resultantes das suas propriedades intrínsecas e da sua interação com os diferentes níveis de esforço transversal.....	78

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Caraterísticas geométricas dos chumbadouros.....	7
Quadro 2.2 – Caraterísticas resistentes do betão da fundação.....	10
Quadro 2.3 – Caraterísticas resistentes da chapa de base.....	11
Quadro 2.4 – Caraterísticas resistentes dos chumbadouros.....	11
Quadro 3.1 – Identificação dos parâmetros de resistência e rigidez d cada componente	16
Quadro 3.2 – Identificação das curvas representativas dos esforços dominante e secundário para todas as possibilidades de ações.....	17
Quadro 4.1 – Valor de cálculo da resistência do banzo de uma peça em T para os três possíveis modos de rotura, $F_{T,i,Rd}$	40
Quadro 4.2 – Valor de cálculo do momento resistente $M_{j,Rd}$ das bases de pilares	47
Quadro 4.3 – Coeficientes de rigidez dos componentes básicos das bases de pilares.....	51
Quadro 4.4 – Rigidez de rotação S_j das bases de pilares	52
Quadro 5.1 – Ações no pilar P1 do pórtico PT1 [6].....	56
Quadro 5.2 – Ações no pilar P2 do pórtico PT1 [6].....	56
Quadro 5.3 – Ações no pilar P1 do pórtico PT2 [6]	57
Quadro 5.4 – Ações no pilar P2 do pórtico PT2 [6]	57
Quadro 5.5 – Definição da ação, resistência e rigidez dos pilares P1 e P2 para a combinação 1 do pórtico 1	60
Quadro 5.6 – Definição da ação, resistência e rigidez do pilar P1 para a combinação 2 do pórtico 1	62
Quadro 5.7 – Definição da ação, resistência e rigidez do pilar P2 para a combinação 2 do pórtico 1	64
Quadro 5.8 – Definição da ação, resistência e rigidez do pilar 1 para a combinação 1 do pórtico 2....	66
Quadro 5.9 – Definição da ação, resistência e rigidez do pilar P1 para a combinação 2 do pórtico 2	68
Quadro 5.10 – Definição da ação, resistência e rigidez do pilar 2 para a combinação 1 do pórtico 2	70
Quadro 5.11 – Definição da ação, resistência e rigidez do pilar 2 para a combinação 2 do pórtico 2	72
Quadro 5.12 – Valores de cálculo das forças plásticas dos componentes da ligação de P1 e P2 do pórtico 1 à compressão	73
Quadro 5.13 – Verificação do desenvolvimento de FA para a ligação do pilar P1 e P2 do pórtico 1 ...	73
Quadro 5.14 – Valores de cálculo das forças plásticas do componente da ligação do pilar P1 e P2 do pórtico 1 à tração.....	74
Quadro 5.15 – Valor de cálculo da resistência ao esforço transversal da ligação para a combinação 1 de P1 e P2 do pórtico 1	74
Quadro 5.16 – Diferentes níveis de atuação do esforço transversal para a combinação 1 dos pilares 1 e 2 do pórtico 1	75

Quadro 5.17 – Valor de cálculo da resistência de 1 chumbadouro quando tracionado da ligação do pilar P1 e P2 do pórtico 1	76
Quadro 5.18 – Valor de cálculo da resistência do chumbadouro resultantes da interação com os diferentes níveis de esforço transversal sem limite resistente à tração do chumbadouro para a combinação 1 dos pilares P1 e P2 do pórtico 1	76
Quadro 5.19 – Valor de cálculo da resistência do chumbadouro resultantes da interação com os diferentes níveis de esforço transversal com limite resistente à tração do chumbadouro para a combinação 1 dos pilares 1 e 2 do pórtico 1	77
Quadro 5.20 – Valor de cálculo da resistência ao esforço transversal da ligação para a combinação 2 de P1 do pórtico 1	79
Quadro 5.21 – Diferentes níveis de atuação do esforço transversal para a combinação 2 de P1 do pórtico 1	79
Quadro 5.22 – Valor de cálculo da resistência do chumbadouro resultantes da interação com os diferentes níveis de esforço transversal sem limite resistente à tração do chumbadouro para a combinação 2 de P1 do pórtico 1	80
Quadro 5.23 – Variação de Q relativamente às combinações 1 de P1 e P2 e combinação 2 de P1 ...	80
Quadro 5.24 – Valor de cálculo da resistência ao esforço transversal da ligação para a combinação 2 de P2 do pórtico 1	81
Quadro 5.25 – Diferentes níveis de atuação do esforço transversal para a combinação 2 de P2 do pórtico 1	81
Quadro 5.26 – Diferentes níveis de atuação de esforço transversal total para as diferentes combinações	82
Quadro 5.27 – Valores de cálculo da resistência à tração e compressão das correspondentes zonas da ligação para os diferentes níveis de atuação do esforço transversal	82
Quadro 5.28 – Parcela dos braços dos binários relativos às zonas de tração e compressão de uma ligação	83
Quadro 5.29 – Expressões de cálculo do momento resistente $M_{j,Rd}$ das bases de pilares	84
Quadro 5.30 – Controlo pontos	85
Quadro 5.31 – Valores de cálculo do momento resistente $M_{j,Rd}$ das bases dos pilares P1 e P2 para a combinação 1	86
Quadro 5.32 – Valores de cálculo do momento resistente $M_{j,Rd}$ da base do pilar P1 combinação 2 ..	88
Quadro 5.33 – Valores de cálculo do momento resistente $M_{j,Rd}$ da base do pilar P2 combinação 2 ..	90
Quadro 5.34 – Valores de cálculo das forças plásticas dos componentes da ligação à compressão ..	92
Quadro 5.35 – Verificação do desenvolvimento de FA.....	92
Quadro 5.36 – Valores de cálculo das forças plásticas do componente da ligação à tração	92
Quadro 5.37 – Valor de cálculo da resistência ao esforço transversal da ligação para a combinação 1 de P1 do pórtico 2	93

Quadro 5.38 – Diferentes níveis de atuação do esforço transversal para a combinação 1 de P1 do pórtico 2	93
Quadro 5.39 – Valor de cálculo da resistência ao esforço transversal da ligação para a combinação 2 de P1 do pórtico 2	94
Quadro 5.40 – Diferentes níveis de atuação do esforço transversal para a combinação 2 de P1 do pórtico 2	94
Quadro 5.41 – Diferentes níveis de atuação de esforço transversal total para as diferentes combinações para o pilar P1	95
Quadro 5.42 – Valores de cálculo da resistência à tração e compressão das correspondentes zonas da ligação para os diferentes níveis de atuação do esforço transversal	95
Quadro 5.43 – Parcela dos braços dos binários relativos às zonas de tração e compressão de uma ligação	95
Quadro 5.44 – Expressões de cálculo do momento resistente $M_{j,Rd}$ das bases de pilares	96
Quadro 5.45 – Valores de cálculo das forças plásticas dos componentes da ligação à compressão ..	96
Quadro 5.46 – Verificação do desenvolvimento de FA	97
Quadro 5.47 – Valores de cálculo das forças plásticas do componente da ligação à tração	97
Quadro 5.48 – Valor de cálculo da resistência ao esforço transversal da ligação para a combinação 1 de P2 do pórtico 2	98
Quadro 5.49 – Diferentes níveis de atuação do esforço transversal para a combinação 1 de P2 do pórtico 2	98
Quadro 5.50 – Valor de cálculo da resistência ao esforço transversal da ligação para a combinação 2 de P2 do pórtico 2	99
Quadro 5.51 – Diferentes níveis de atuação do esforço transversal para a combinação 2 de P2 do pórtico 2	99
Quadro 5.52 – Diferentes níveis de atuação de esforço transversal total para as diferentes combinações	100
Quadro 5.53 – Valores de cálculo da resistência à tração e compressão das correspondentes zonas da ligação para os diferentes níveis de atuação do esforço transversal	100
Quadro 5.54 – Parcela dos braços dos binários relativos às zonas de tração e compressão de uma ligação	100
Quadro 5.55 – Expressões de cálculo do momento resistente $M_{j,Rd}$ das bases de pilares	101
Quadro 5.56 – Coeficientes de rigidez dos componentes de uma ligação de bases de pilares	102
Quadro 5.57 – Coeficiente de rigidez à tração e compressão das zonas tracionadas e comprimidos da ligação	102
Quadro 5.58 – Determinação da rigidez da ligação, $S_{j,ini}$	103
Quadro 5.59 – Quantificação da esbelteza do pilar e identificação do intervalo a que pertence	104
Quadro 5.60 – Quantificação do limite de rigidez da ligação	104

Quadro 5.61 – Valores de rigidez da ligação, $S_{j,ini}$, e correspondente valor limite, S_{limite}	104
--	-----

SÍMBOLOS

Letras maiúsculas latinas

A	Área da secção lisa do chumbadouro
A_c	Área da secção transversal do pilar
A_{c0}	Área carregada
A_{c1}	Maior área de distribuição de cálculo homotética de A_{c0}
A_{eff}	Área efetiva do banzo de uma peça em T
A_s	Área da secção resistente do chumbadouro
A_{vc}	Área de corte da secção transversal do pilar
$C_{f,d}$	Coeficiente de atrito entre a chapa de base e a camada de argamassa.
E	Módulo de elasticidade do aço
E_{cm}	Módulo secante do betão
F_1	Força dominante
$F_{1,vb,Rd}$	Valor de cálculo da resistência ao esmagamento do chumbadouro
F_2	Força secundária
$F_{2,vb,Rd}$	Valor de cálculo ao corte por plano de corte
F_{bd}	Valor de cálculo da resistência ao escorregamento entre o betão e o chumbadouro
$F_{c,fc,Rd}$	Valor de cálculo da resistência à compressão do banzo e da alma do pilar combinados
$F_{c,pl,Rd}$	Valor de cálculo da resistência do betão comprimido, incluindo a argamassa de selagem, juntamente com a flexão da chapa de base a ele associada
$F'_{C,Rd}$	Valor de cálculo da resistência à compressão localizada do banzo de uma peça em T
$F_{C,l,Rd}$	Valor de cálculo da resistência à compressão da zona esquerda da ligação
$F_{C,r,Rd}$	Valor de cálculo da resistência à compressão da zona direita da ligação
$F_{C,Rd}$	Valor de cálculo da resistência à compressão da zona esquerda ou direita da ligação
$F_{f,Rd}$	Valor de cálculo da resistência ao atrito entre a chapa de base e a argamassa de selagem
F_{Rdu}	Valor de cálculo da força concentrada resistente
$F_{t,Ed}$	Força de tração atuante do chumbadouro
$F'_{t,Ed,i}$	Valor de cálculo da resistência do chumbadouro resultante da interação com os diferentes níveis de esforço transversal sem limite resistente à tração do chumbadouro
$F_{t,Ed,i}$	Valor de cálculo da resistência do chumbadouro resultante da interação com os diferentes níveis de esforço transversal admitindo a resistente à tração do

	chumbadouro
$F_{t,pl,Rd}$	Valor de cálculo da resistência de uma chapa de base sujeita à flexão por efeito da tração, juntamente com os chumbadouros tracionados a ela associados
$F_{T,l,Rd}$	Valor de cálculo da resistência à tração da zona esquerda da ligação
$F_{T,r,Rd}$	Valor de cálculo da resistência à tração da zona direita da ligação
$F'_{t,Rd}$	Valor de cálculo da resistência à tração do chumbadouro
$F_{t,Rd}$	Valor de cálculo da resistência do chumbadouro quando tracionado
$F'_{T,Rd}$	Valor de cálculo da resistência à tração do banzo de uma peça em T
$F_{T,Rd}$	Valor de cálculo da resistência à tração da zona esquerda ou direita da ligação
$F_{T,Rd,i}$	Valores de cálculo das forças plásticas do componente 3 da ligação à tração
$F_{vb,Rd}$	Valor de cálculo da resistência ao esforço transversal de um chumbadouro
$F_{v,Ed}$	Esforço transversal atuante na ligação
$F_{v,Ed,i}$	Esforço transversal atuante para o nível de atuação i
$F_{v,Rd}$	Valor de cálculo da resistência ao esforço transversal entre uma chapa de base de um pilar e a camada de argamassa de selagem
$F_{v,Rd,chumb.}$	Valor de cálculo da resistência ao esforço transversal entre uma chapa de base de um pilar e a camada de argamassa de selagem por chumbadouro
I_c	Momento de inércia da secção transversal do pilar
L_b	Comprimento dos chumbadouros sujeitos a alongamento
L_c	Altura do pilar onde no qual a ligação se encontra
L_{chumb}	Comprimento dos chumbadouros em contacto com o betão
$M_{c,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente da secção transversal do pilar
M_{Ed}	Valor do momento fletor atuante na ligação
$M_{j,Rd}$	Valor de cálculo do momento resistente das ligações de base de pilar
$M_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico da secção transversal do pilar
$M_{pl,1,Rd}$	Momento plástico resistente para o modo de rotura 1 do CP3
$M_{pl,2,Rd}$	Momento plástico resistente para o modo de rotura 2 do CP3
$N_{C,Ed}$	Valor de cálculo do esforço normal de compressão no pilar
$N_{C,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão da secção transversal do pilar
N_{Ed}	Valor do esforço axial atuante na ligação

$N_{j,Rd}$	Valor de cálculo do esforço axial resistente da ligação
$N_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta
$N_{t,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente de tração da secção transversal do pilar
S_j	Rigidez de rotação das ligações de base de pilares
$S_{j,ini}$	Rigidez inicial da ligação
V_{Ed}	Esforço transversal atuante
$V_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico
$W_{pl,c}$	Módulo de flexão plástico da secção transversal do pilar

Letras minúsculas latinas

a	Espessura da soldadura existente entre o pilar e a chapa de base
b_f	Dimensão da fundação em planta na direção da alma do pilar
b_p	Dimensão da chapa de base em planta na direção da alma do pilar
b_g	Dimensão da argamassa de selagem em planta na direção da alma do pilar
b_c	Desenvolvimento do banzo da secção transversal do pilar
b_{eff}	Largura efetiva do banzo de uma peça em T, na direção da alma do pilar
b_1	Comprimento da área de carregamento
b_2	Comprimento da maior área de distribuição de cálculo homotética de A_{c0}
c	Largura de apoio adicional
d	Diâmetro nominal do chumbadouro
d_0	Diâmetro do furo para um chumbadouro
d_c	Altura da alma da secção transversal do pilar
d_f	Profundidade da fundação
e	Excentricidade das ações
e_1	Distância entre o centro do furo de um chumbadouro a extremidade adjacente, na direção da alma do pilar
$e_{1,min}$	Distância mínima entre o centro do furo de um chumbadouro a extremidade adjacente, na direção da alma do pilar
e_2	Distância entre o centro do furo de um chumbadouro a extremidade adjacente, na direção do banzo do pilar
$e_{2,min}$	Distância mínima entre o centro do furo de um chumbadouro a extremidade adjacente, na direção do banzo do pilar

f_{bd}	Valor de cálculo da tensão de rotura da aderência
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
$f_{ck,cube}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade ensaiado num provete cúbico
f_{ctd}	Valor de cálculo da resistência do betão à tração
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão
f_{jd}	Valor de cálculo da resistência da junta à compressão localizada
f_u	Valor nominal da tensão de rotura à tração para a chapa de base ou para o pilar
f_{ub}	Valor nominal da tensão de rotura à tração para chumbadouros
f_y	Valor nominal da tensão de cedência à tração para a chapa de base ou para o pilar
f_{yb}	Valor nominal da tensão de cedência à tração para chumbadouros
h_c	Altura da secção transversal do pilar
i	Raio de giração do pilar
k_{13}	Coeficiente de rigidez do betão comprimido, incluindo a argamassa de selagem, juntamente com a flexão da chapa de base a ele associada
k_{15}	Coeficiente de rigidez de uma chapa de base sujeita à flexão por efeito da tração
k_{16}	Chumbadouros tracionados
$k_{C,l}$	Coeficiente de rigidez correspondente à zona esquerda da ligação à compressão
$k_{C,r}$	Coeficiente de rigidez correspondente à zona direita da ligação à compressão
$k_{T,l}$	Coeficiente de rigidez correspondente à zona esquerda da ligação à tração
$k_{T,r}$	Coeficiente de rigidez correspondente à zona direita da ligação à tração
l_1	Largura da área de carregamento
l_2	Largura da maior área de distribuição de cálculo homotética de A_{c0}
l_{eff}	Comprimento efetivo do banzo de uma peça em T, na direção do banzo do pilar
$l_{eff,1}$	Comprimento efetivo do banzo de uma peça em T, na direção do banzo do pilar para o modo de rotura 1
$l_{eff,2}$	Comprimento efetivo do banzo de uma peça em T, na direção do banzo do pilar para o modo de rotura 2
l_f	Dimensão da fundação em planta na direção do banzo do pilar
l_g	Dimensão da argamassa de selagem em planta na direção do banzo do pilar
l_p	Dimensão da chapa de base em planta na direção do banzo do pilar
m	Distância entre o eixo do chumbadouro e a zona resistente da ligação, na direção da

	alma do pilar
m_{\min}	Distância mínima entre o eixo do chumbadouro e a zona resistente da ligação, na direção da alma do pilar
nn	Número de chumbadouros total
n'	Número de chumbadouros numa fiada
n'_{\max}	Número máximo de chumbadouros numa fiada
p_1	Distância entre os eixos dos chumbadouros na direção da alma do pilar
$p_{1,\min}$	Distância mínima entre os eixos dos chumbadouros na direção da alma do pilar
$p_{1,\max}$	Distância máxima entre os eixos dos chumbadouros na direção da alma do pilar
p_2	Distância entre os eixos dos chumbadouros na direção do banzo do pilar
$p_{2,\min}$	Distância mínima entre os eixos dos chumbadouros na direção do banzo do pilar
$p_{2,\max}$	Distância máxima entre os eixos dos chumbadouros na direção do banzo do pilar
r_c	Raio da secção transversal do pilar
$s_{b\text{eff}}$	Distância entre os limites do pilar e da chapa de base constituindo a saliência real na direção da alma do pilar
$s_{l\text{eff}}$	Distância entre os limites do pilar e da chapa de base constituindo a saliência real na direção do banzo do pilar
t_p	Espessura da chapa de base
t_g	Espessura da argamassa de selagem
t_{fc}	Espessura do banzo da secção transversal do pilar
t_{wc}	Espessura da secção transversal do pilar
t_{anilha}	Espessura da anilha
t_{porca}	Espessura da porca
z	Braço do binário para as ligações de bases de pilar
$z_{T,l}$	Parcela do braço do binário correspondente à zona esquerda da ligação à tração
$z_{T,r}$	Parcela do braço do binário correspondente à zona direita da ligação à tração
$z_{C,l}$	Parcela do braço do binário correspondente à zona esquerda da ligação à compressão
$z_{C,r}$	Parcela do braço do binário correspondente à zona direita da ligação à compressão
z_T	Parcela do braço do binário correspondente à zona de tração da ligação
z_C	Parcela do braço do binário correspondente à zona de compressão da ligação
e_0	Excentricidade da ligação correspondente à ausência de rotação da ligação

Letras minúsculas gregas

β_j	Coeficiente do material de apoio da junta
$\delta_{t,l}$	Deformação elástica da ligação correspondente à zona esquerda da ligação à tração
$\delta_{c,r}$	Deformação elástica da ligação correspondente à zona direita da ligação à compressão
$\overline{\lambda}_0$	Esbelteza normalizada de um pilar
μ	Coeficiente de relação da rigidez
ϕ	Rotação da base de um pilar
ϕ_{Ed}	Rotação da base de um pilar correspondente às ações atuantes
ϕ_{Xd}	Rotação da base de um pilar correspondente ao momento resistente da ligação
ϕ_{Cd}	Rotação da base de um pilar máxima correspondente ao momento resistente da ligação

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

As ligações numa estrutura têm como função realizar uniões de diferentes naturezas tais como as que decorrem da necessidade de mudança de direção, como as ligações viga-pilar, viga-viga e entre barras adjacentes. Existem zonas onde ocorrem uniões de elementos lineares que apresentam um comprimento limitado devido à necessidade de transporte e montagem, designadamente as emendas de vigas e pilares. Outras ligações que têm lugar são as que produzem alteração de componente, o que inclui a união da estrutura de aço com outras partes do edifício, como as bases de pilar, uniões a estruturas de betão armado como por exemplo paredes, lajes e coberturas. A Figura 1.1 apresenta exemplos básicos de uniões no contexto de um pórtico de vários pisos, as quais são altamente relevantes para o desempenho de qualquer estrutura metálica apesar de ainda hoje haver uma cultura de subvalorização da sua importância, o que resulta em estruturas com deficiências de desempenho, ou pelo contrário, estruturas aparentemente funcionais mas demasiado dispendiosas.

Legenda

- 1 Junta viga-coluna com viga num só lado
- 2 Junta viga coluna com vigas nos dois lados
- 3 Emenda de viga
- 4 Emenda de pilar
- 5 Base de pilar

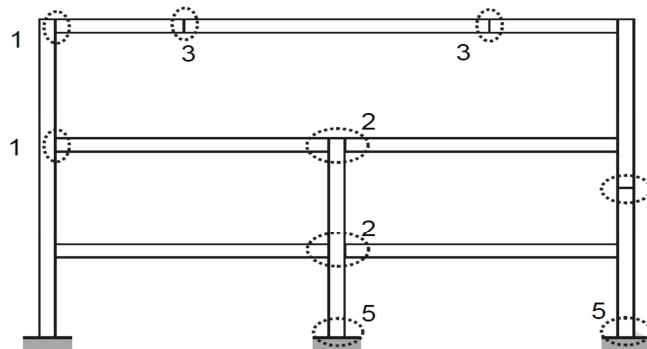


Figura 1.1 – Tipos de ligações numa estrutura metálica corrente [1]

O comportamento global de uma estrutura metálica depende, entre outros fatores, do comportamento das ligações, sendo estas determinadas pela complexa interação entre o comportamento individual dos

elementos que a constituem nomeadamente, no caso da abordagem da presente dissertação, ligações de bases de pilares, as chapas de base, camada de argamassa de assentamento, os chumbadouros, soldaduras, banzos e almas dos perfis. No passado, a incerteza e complexidade do comportamento das ligações levaram à utilização de critérios de análise e dimensionamento semi-empíricos. Nas últimas décadas, surgiram novas metodologias para a análise e dimensionamento de estruturas metálicas, das quais se destaca o Método das Componentes, previsto no EC3-1-8 [1].

O referido método considera o comportamento global de uma ligação através de uma curva não linear momento fletor-rotação, a partir da qual se definem as três propriedades estruturais fundamentais: a rigidez, o momento resistente e capacidade de rotação. No entanto, a capacidade de rotação, neste contexto, é irrelevante uma vez que o regulamento não apresenta informações acerca do seu tratamento. A referida curva é obtida por associação do comportamento individual das diversas componentes, utilizando métodos mecânicos, que as tratam como barras rígidas e molas deformáveis axialmente, representativas das diversas componentes. Cada mola representa uma parte específica da ligação sujeita a um determinado tipo de carregamento – componente; cada componente é caracterizada por uma relação força-deformação não linear, embora idealizações mais simples sejam possíveis sempre que se pretenda avaliar apenas a resistência ou a rigidez inicial da ligação. O comportamento dos componentes pode ser obtido por via analítica, numérica ou experimental. A aplicação do método das componentes a ligações de base de pilares considera como componentes ativos o banzo e alma do pilar à compressão, o betão e camada de argamassa de selagem comprimidos incluindo a chapa de base fletida por efeito da compressão e a chapa de base fletida e chumbadouros tracionados por efeito da tração.

Todo o processo envolvido na análise das ligações é altamente complexo e possui um volume de cálculo elevado, o que torna imperativo o desenvolvimento de ferramentas de cálculo automático que permitam de forma rápida e eficiente efetuar a análise e dimensionamento de uma ligação. O principal objetivo do presente trabalho consiste na resposta a este desafio para ligações de base de pilares metálicos.

A determinação das propriedades estruturais determinantes tem como objetivo garantir a resistência da ligação às ações atuantes mais desfavoráveis, bem como classificar a sua rigidez.

Relativamente à resistência, devemos garantir que as ações de projeto são inferiores à correspondente resistência, ou seja:

$$M_{Ed} \leq M_{j,Rd} \quad (1.1)$$

$$N_{Ed} \leq N_{j,Rd} \quad (1.2)$$

$$V_{Ed} \leq V_{j,Rd} \quad (1.3)$$

Quanto à rigidez da ligação, esta deve ser quantificada para a compararmos com os valores limite, os quais permitem definir se estamos perante uma ligação articulada, rígida ou semirrígida.

Para compreendermos o alcance desta classificação vamos passar a apresentar as implicações de cada uma das possíveis classificações da rigidez. Assim, uma ligação é considerada rígida quando é garantida a continuidade da estrutura e as rotações relativas entre os membros ligados são restringidas ao máximo; logo, pode-se admitir-se que o ângulo entre os membros ligados permanece constante durante o carregamento, ver Figura 1.2 (a). No caso de uma ligação articulada, ver Figura 1.2 (b), as

rotações relativas entre os membros ligados não são restringidas, não havendo condições para se desenvolverem momentos significativos que possam afetar de modo desfavorável os elementos da estrutura no seu todo.

Considera-se que uma ligação é tratada como semirrígida, Figura 1.2 (c), quando a rotação entre os membros é restringida quando comparada à rotação que ocorreria numa ligação articulada. Se pelo contrário compararmos a rotação da ligação semirrígida com a rígida podemos concluir que esta é bastante maior. Portanto, o momento que será transmitido pela ligação vai ser maior que no caso de uma ligação articulada, mas será menor que no caso de uma ligação rígida.

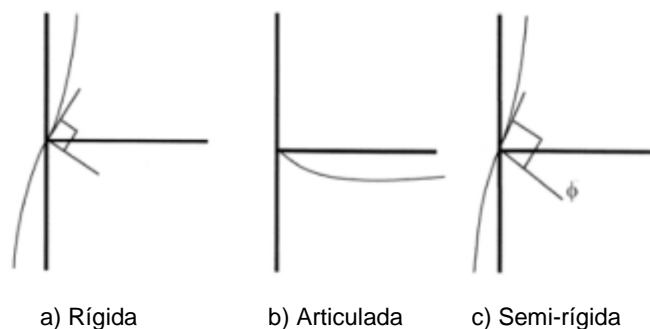


Figura 1.2 - Classificação das ligações face à rigidez

Face ao exposto, pretendemos dimensionar ligações de bases de pilares metálicos constituídos por secções transversais do tipo I ou H soldados a uma chapa de base a qual é unida à fundação através de uma linha de chumbadouros localizada no exterior dos banzos do pilar, de acordo com o Método das Componentes, através da quantificação das suas propriedades estruturais determinantes para as combinações de ações de projeto mais desfavoráveis relativamente ao esforço axial, momento fletor e esforço transversal que lhes corresponde, no sentido de garantir a resistência da ligação bem como definir a rigidez que lhe está associada.

1.2.OBJETIVOS

A presente dissertação tem como principal objetivo apresentar uma ferramenta de cálculo que permita, de forma expedita e em total consonância com as normativas europeias em vigor, dimensionar ligações de base de pilares através da caracterização completa da gama de possíveis esforços atuantes máximos, ou seja esforço axial, momento fletor e esforço transversal resistentes a cada ligação pretendida, desde que esta seja composta pelos componentes básicos indicados no Capítulo 2, e ainda proceder à sua classificação quanto à rigidez.

Neste sentido, apresentam-se os conceitos básicos essenciais, explica-se a forma como o Método das Componentes aborda as ligações de base de pilares, refere-se o processo a seguir para, de acordo com o EC3-1-8 [1], definir as ligações e, por último, estudam-se dois pórticos de pavilhões industriais, cada um constituído por dois pilares, dimensionando-se quatro ligações de bases de pilares metálicos que se pretendem rígidas e resistentes face à gama de combinações de ações mais desfavoráveis.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A estrutura da presente dissertação procura transmitir de forma simplificada a compreensão dos conteúdos implícitos e explícitos no dimensionamento de uma ligação de base de pilares segundo o regulamento europeu em vigor, EC3-1-8 [1].

O Capítulo 2 introduz a caracterização geométrica e resistente dos elementos que compõe a ligação, nomeadamente da fundação, camada de argamassa de selagem, chapa de base chumbadouros e secção transversal do pilar. Neste capítulo são, também, apresentadas as limitações geométricas a respeitar entre elementos considerados pela ferramenta de cálculo desenvolvida.

No Capítulo 3 descrevem-se os fundamentos teóricos nos quais o regulamento se baseia para determinar as características que levam à definição de uma ligação: o Método das Componentes.

O Capítulo 4 explica todo o processo de dimensionamento de uma ligação de base de pilar metálico segundo o EC3-1-8 [1] e códigos derivados.

O Capítulo 5 consiste na apresentação de exemplos de dimensionamento de ligações de bases de pilares, ou seja calcularam-se as ligações das bases dos pilares de dois pórticos de pavilhões industriais, cada um formado por dois pilares, ou seja estudam-se quatro ligações por forma a serem rígidas e resistentes face às combinações de ações mais desfavoráveis de projeto.

O Capítulo 6 apresenta as principais conclusões do trabalho e indica sugestões para trabalhos futuros na sequência deste estudo.

2

CARATERIZAÇÃO DOS ELEMENTOS CONSTITUINTES DAS BASES DE PILARES METÁLICOS

2.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo surge com o objetivo de definir a composição geométrica e resistente dos elementos necessários ao cálculo das propriedades resistentes e de rigidez da ligação, bem como introduzir limitações geométricas relevantes. Neste sentido, as ligações abordadas pela presente dissertação são constituídas pelos elementos identificados na Figura 2.1.

Os elementos que concretizam a ligação são compostos por diferentes materiais, ou seja os chumbadouros, a chapa de base e a secção transversal do pilar são em aço enquanto a fundação e a camada de argamassa de selagem são constituídos por betão e argamassa, respetivamente.

Legenda:

- 1 Fundação
- 2 Argamassa de selagem
- 3 Chapa de base
- 4 Perfil do pilar
- 5 Chumbadouros

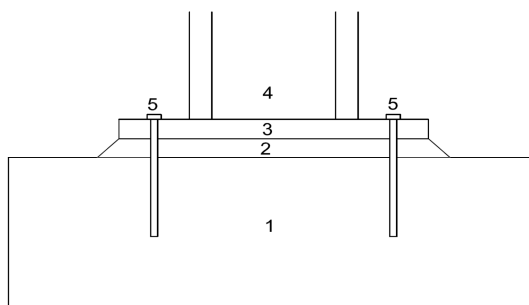


Figura 2.1 – Composição de uma ligação de base de pilar

2.2. CARATERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DOS ELEMENTOS QUE COMPÕEM A LIGAÇÃO

2.2.1. FUNDAÇÃO

A fundação apresenta uma geometria correspondente a um paralelepípedo não possuindo, à partida, limitações à definição das suas dimensões, a qual pode ser genericamente representada pela Figura 2.2.

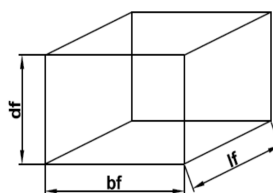


Figura 2.2 – Definição da geometria da fundação

Neste sentido, as dimensões que definem a fundação são parâmetros de entrada da ferramenta de cálculo desenvolvida.

2.2.2. ARGAMASSA DE SELAGEM

A argamassa de selagem tem as dimensões em planta condicionadas pelas dimensões da chapa de base, na medida em que é uso comum na prática que a sua superfície de contacto seja igual à da chapa e que haja uma transição de 45° até à superfície de contacto com a fundação, tal como se pode ver na Figura 2.3.

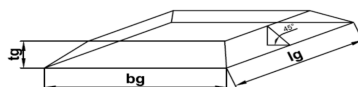


Figura 2.3 – Definição da geometria da argamassa de selagem

Portanto, a única dimensão a definir é a sua espessura, t_g , enquanto as restantes são obtidas da seguinte forma:

$$b_g = b_p + 2t_g \quad (2.1)$$

$$l_g = l_p + 2t_g \quad (2.2)$$

Deve-se notar que b_p e l_p são apresentados no ponto 2.2.3 representando as dimensões em planta da chapa de base, na direção da alma e banzo do pilar, respetivamente.

2.2.3. CHAPA DE BASE E PERFIL

A chapa de base, representada esquematicamente na Figura 2.4, pode apresentar qualquer dimensão em planta desde que respeite as condições de inserção das mesmas quer na fundação quer relativamente à secção transversal do pilar, no entanto, a sua espessura deve ser inferior a 80 [mm], segundo o quadro 3.1 do EC3-1-1 [2].

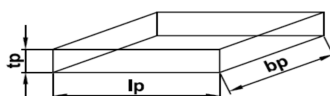


Figura 2.4 – Definição da geometria da chapa de base

2.2.4. CHUMBADOUROS

Os elementos designados como chumbadouros, representados na Figura 2.5, apresentam, de uma forma geral, a mesma função dos parafusos.

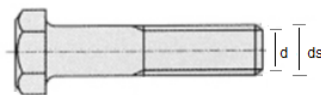


Figura 2.5 – Definição da geometria de um chumbadouro

Estes caracterizam-se por possuírem duas áreas de secção transversal, uma relativa à geometria do parafuso, A , e a outra considerada resistente, isto é a área roscada, A_s , à qual corresponde necessariamente o diâmetro nominal d . Existe ainda outro elemento associado ao chumbadouro de grande importância, o diâmetro necessário à sua fixação, naturalmente denominado diâmetro de furação, d_0 . Estas características são função do tipo de parafuso definido, como se pode verificar no quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Características geométricas dos chumbadouros

Classe	d [mm]	d_0 [mm]	A [mm ²]	A_s [mm ²]
M8	8	9	50.27	38.6
M10	10	11	78.54	58.0
M12	12	13	113.10	84.3
M14	14	15	153.94	115.0
M16	16	18	201.06	157.0
M18	18	20	254.47	192.0
M20	20	22	314.16	245.0
M22	22	24	380.13	303.0
M24	24	26	452.39	353.0
M27	27	30	572.56	459.0
M30	30	33	706.86	581.0
M33	33	36	855.30	694.0
M36	36	39	1017.88	817.0
M39	39	42	1194.59	976.0
M42	42	45	1385.44	1120.0
M45	45	48	1590.43	1310.0
M48	48	51	1809.56	1470.0
M52	52	55	2123.72	1760.0
M56	56	59	2463.01	2030.0
M60	60	63	2827.43	2360.0
M64	64	67	3216.99	2680.0

Os chumbadouros são definidos na ferramenta de cálculo através da designação da sua classe, à qual se encontram associados as características tabeladas no quadro 2.1. No entanto, existe ainda outro elemento parâmetro de entrada referente aos chumbadouros, o comprimento do chumbadouro em contato com o betão L_{chumb} , o qual deverá necessariamente ser inferior à profundidade da fundação d_f .

2.2.5. SECÇÃO TRANSVERSAL DO PILAR

Relativamente à secção transversal que o pilar pode apresentar, neste estudo, limitam-se às secções comerciais europeias de perfis da série IeH, tal como se pode genericamente apresentar na Figura 2.6.

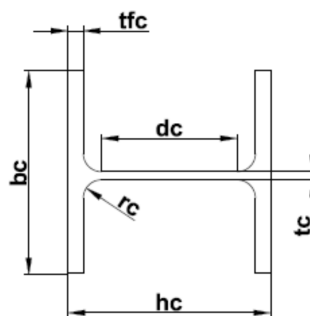


Figura 2.6 – Definição da geometria da secção transversal do pilar

As propriedades geométricas da secção transversal relevantes para o dimensionamento das ligações são as identificadas na Figura 2.6, assim como a sua área total, A_c , bem como a área de corte, A_{vc} .

O parâmetro de entrada relativo a este elemento é a própria denominação da secção transversal.

2.2.6. DISTÂNCIAS MÍNIMAS E MÁXIMAS A RESPEITAR ENTRE ELEMENTOS

O presente ponto surge no sentido de apresentar as limitações imediatas decorrentes da geometria relativa entre elementos. Portanto, o elemento maior deverá ser a fundação. Quanto às dimensões da chapa deve-se atentar que estas devem encontrar-se necessariamente compreendidas entre as dimensões da fundação e da secção transversal e, conseqüentemente, a secção transversal deve ser a menor. Todas as limitações referem-se a parâmetros definidos na Figura 2.7 e seus derivados.

Os chumbadouros podem, no mínimo, encontrar-se a uma distância dos bordos, $e_{1,min}$ e $e_{2,min}$, as quais se definem de acordo com o quadro 3.3 do EC3-1-8 [1], devendo ser quantificados da seguinte forma:

$$e_{1,min} = e_{2,min} = 1.2d_0 \quad (2.3)$$

A distância mínima entre parafusos na direção do banzo do pilar, $p_{2,min}$, é definida de acordo com o quadro 3.3 do EC3-1-8 [1], correspondendo ao dobro da distância mínima aos bordos, na medida em que deve-se garantir essa distância à esquerda e direita, ou seja:

$$p_{2,min} = 2.4d_0 \quad (2.4)$$

No entanto, a distância apresentada anteriormente também apresenta uma distância máxima, $p_{2,max}$, a qual decorre do número de chumbadouros presentes numa linha na direção do banzo do pilar que deve ser quantificada com base na equação (2.5).

$$p_{2,\max} = \frac{l_p - 2e_{2,\min}}{n' - 1} \quad (2.5)$$

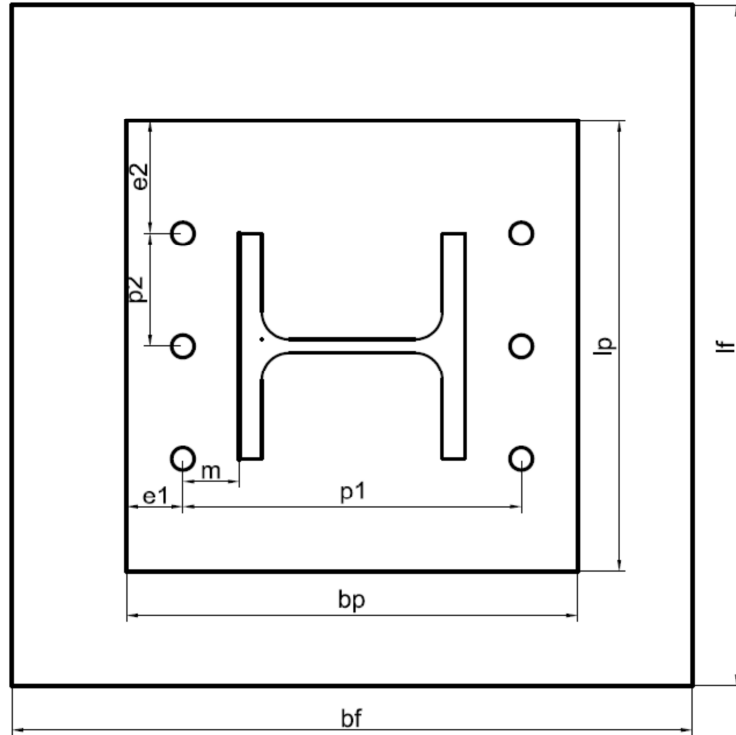


Figura 2.7 – Parametrização da planta de uma ligação de uma base de um pilar metálico

A distância entre o eixo dos chumbadouros e a solda do pilar define-se por m e pode ser quantificada de acordo com a expressão (2.6).

$$m = b_p - 2e_1 - h_c - 0.8\sqrt{2}a \quad (2.6)$$

No entanto, esta distância tem um mínimo que nos permite garantir que a colocação dos chumbadouros não se encontra ao nível da solda ou da secção transversal do pilar, podendo ser determinada com base na seguinte expressão:

$$m_{\min} = 1.2d_0 + 0.8\sqrt{2}a \quad (2.7)$$

O parâmetro p_1 , que corresponde à distância entre eixos de chumbadouros na direção da alma da secção transversal do pilar, é um parâmetro de entrada. No entanto, está-lhe associada uma distância mínima $p_{1,\min}$ bem como uma distância máxima, ou seja:

$$p_{1,\min} = h_c + 2m_{\min} \quad (2.8)$$

$$p_{1,\max} = b_p - 2e_{1,\min} \quad (2.9)$$

O número de chumbadouros de uma linha, n' , é um parâmetro de entrada, no entanto, deve-se estimar número máximo de chumbadouros, n'_{\max} , a colocar, o qual deve ser determinado da seguinte forma:

$$n_{\max} = \frac{l_p - 2e_{2,\min}}{p_{2,\min}} \quad (2.10)$$

2.3. CARATERÍSTICAS RESISTENTES DOS MATERIAIS QUE COMPÕEM OS ELEMENTOS LIGAÇÃO

2.3.1. BETÃO

O betão é o material que materializa a fundação e classifica-se genericamente por $Cf_{ck} / f_{ck,cube}$, isto é f_{ck} é a tensão de rotura de um provete cilíndrico de betão aos 28 dias e $f_{ck,cube}$ corresponde à mesma tensão mas ensaiada num provete cúbico. É também apresentado o valor característico da tensão de rotura à tração simples, $f_{ctk,0.005}$, bem como o seu módulo de elasticidade secante, E_{cm} . Estas características são as apresentadas no quadro 2.2, à custa do quadro 3.1 do EC2-1-1 [3].

Neste sentido, o parâmetro de entrada corresponde ao tipo de betão a aplicar à fundação ao qual se encontra associado as propriedades apresentadas no quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Caraterísticas resistentes do betão da fundação

Classe	f_{ck} [mPa]	$f_{ctk,0.005}$ [mPa]	E_{cm} [gPa]
C 12/15	12	1.1	27
C 16/20	16	1.3	29
C 20/25	20	1.5	30
C 25/30	25	1.8	31
C 30/37	30	2.0	33
C 35/45	35	2.2	34
C 40/50	40	2.5	35
C 45/55	45	2.7	36
C 50/60	50	2.9	37
C 55/67	55	3.0	38
C 60/75	60	3.1	39
C 70/85	70	3.2	41
C 80/95	80	3.4	42
C 90/105	90	3.5	44

2.3.2. ARGAMASSA

O elemento argamassa de selagem é composto por cimento e areia e possui a função de nivelar a ligação, ou seja os seus valores resistentes não são considerados no cálculo pois não são relevantes.

2.3.3. AÇO ESTRUTURAL LAMINADO A QUENTE

A chapa de base e o perfil metálico são constituídos por aço estrutural laminado a quente aos quais corresponde a mesma classificação quanto ao tipo de material envolvido e, consequentemente, os seus valores característicos resistentes considerados são os apresentados no quadro 2.3, de acordo com o definido no quadro 3.1 do EC3-1-1 [2].

Como se pode observar no referido quadro, as chapas de base com espessura inferior a 40 [mm] possuem valores de tensão última, f_u , e tensão de cedência, f_y , diferentes das chapas com espessura superior.

Quanto à secção transversal do pilar os valores de tensão última e tensão de cedência são os correspondentes aos apresentados para as chapas com espessura inferior a 40 [mm].

Existem, ainda, outras características resistentes do perfil do pilar de extrema importância para o presente estudo nomeadamente, a inércia de translação, bem como o módulo de flexão plástico, $W_{pl,c}$.

Quadro 2.3 – Características resistentes da chapa de base

Classe	Espessura da chapa			
	$t_p \leq 40$		$40 \leq t_p \leq 80$	
	f_y [mPa]	f_u [mPa]	f_y [mPa]	f_u [mPa]
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	490	355	470
S 450	440	550	410	550

Deve notar-se que a chapa de base e o perfil não têm que possuir a mesma classe de aço.

2.3.4. CHUMBADOUROS

Os chumbadouros apresentam diferentes características resistentes em função da classe a que pertencem, tal como se pode atentar no quadro 2.4.

Quadro 2.4 – Características resistentes dos chumbadouros

Classe A . B	A	B	f_{yb} [mPa]	f_{ub} [mPa]
Classe 4.6	4	0.6	240	400
Classe 5.6	5	0.6	300	500
Classe 8.8	8	0.8	640	800
Classe 10.9	10	0.9	900	1000

As propriedades resistentes do aço dos chumbadouros f_{yb} e f_{ub} podem ser determinadas à custa da informação da classe, isto é:

$$f_{yb} = 100AB \text{ [mPa]} \quad (2.11)$$

$$f_{ub} = 100A \text{ [mPa]} \quad (2.12)$$

As classes dos chumbadouros consideradas no cálculo são as constantes no quadro 2.4 devido à recomendação do regulamento resultante das práticas nacionais, segundo a cláusula NA.3.3 (a) do Anexo Nacional do EC3-1-8 [1] relativa à cláusula 3.1.1 (2) do referido Eurocódigo.

2.4. RESISTÊNCIA À FLEXÃO DA SECÇÃO TRANSVERSAL DO PILAR

Uma vez definidas as características elementares envolvidas no cálculo das ligações, coloca-se ainda, neste Capítulo, a necessidade de apresentar a forma como se determina a resistência das secções transversais dos pilares metálicos relativamente ao momento fletor, de acordo com o exposto no EC3-1-1 [2]. No entanto, como apenas foram abordadas secções de classe 1, apenas se expõe como se determinam as referidas características resistentes para secções pertencentes a esta classe, no entanto a ferramenta possibilita a aplicação de secções de outras classes desde que estas sejam previamente classificadas e posteriormente introduzidas.

Assim, o valor de cálculo do momento fletor resistente de uma secção transversal para secções transversais de classe 1 ou 2, segundo a cláusula 6.2.5 do EC3-1-1 [2], é determinado da seguinte forma:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,c} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.13)$$

2.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente capítulo procedeu-se à caracterização dos elementos que compõe as ligações de bases de pilares que a presente dissertação abrange relativamente às suas propriedades geométricas e resistentes envolvidas no seu dimensionamento.

O capítulo seguinte constitui a apresentação dos fundamentos teóricos inerentes ao dimensionamento das ligações nos quais o regulamento europeu atualmente em vigor se baseia para definir as regras de cálculo destes elementos estruturais.

3

O MÉTODO DAS COMPONENTES NA ANÁLISE DE LIGAÇÕES DE ESTRUTURAS METÁLICAS

3.1. INTRODUÇÃO

Uma ligação é uma zona de uma estrutura na qual há uma quebra da continuidade dos elementos lineares, materializada à custa de elementos individuais, como parafusos, chapas de base, soldaduras, entre outros. Os elementos individuais apresentam características não lineares resultantes da ocorrência de uma vasta multiplicidade de fenómenos condicionantes tais como: a não linearidade material, o contacto não linear e escorregamento, e a não-linearidade geométrica (instabilidade local), para condições de tensão residual e configurações geométricas elaboradas, o que justifica a elevada dificuldade de se prever o seu comportamento.

O método das componentes segue um procedimento de cálculo capaz de resolver as exigências deste tipo de dimensionamento, uma vez que discretiza a ligação nas suas componentes básicas, mantendo as propriedades geométricas, resistentes e de deformabilidade. Este é um processo de análise de ligações relativamente simples mas ao mesmo tempo rigoroso, que resulta da aplicação do conhecimento obtido ao longo dos anos nos diversos estudos realizados.

Conceptualmente, o método assenta na identificação de trajetórias distintas para as forças de tração, corte e compressão permitindo dividir a ligação e estabelecer analogias com componentes mais fáceis de analisar. Assim, o estudo de uma ligação processa-se através da associação das propriedades dos seus elementos tracionados, comprimidos e ao corte.

Assim, este é um procedimento de cálculo que se desenvolve ao longo de três fases distintas. A primeira fase consiste na identificação dos componentes ativos na ligação, a qual é seguida pela caracterização mecânica de cada um. A terceira fase corresponde à assemblagem dos vários componentes face ao comportamento global da ligação com base na distribuição de forças internas relativamente às suas propriedades de resistência e rigidez para as ações atuantes ao longo do tempo de vida útil da estrutura.

Dada a sua utilidade, este é o método adotado pelo regulamento europeu atualmente em vigor, EC3-1-8 [1], para determinar as propriedades estruturais relevantes relativamente ao comportamento das ligações, à custa das quais estas se dimensionam.

3.2. PRINCÍPIOS DO MÉTODO

A metodologia de cálculo seguida assenta num modelo mecânico constituído por barras rígidas e por molas, o qual permite compor um esquema estrutural de cálculo bastante próximo do comportamento da ligação real, isto é, exibe características de resistência e rigidez equivalentes aos dos componentes reais que compõem a referida união.

Este procedimento permite, em primeira instância determinar a rigidez e a resistência de cada elemento que compõe o esquema estrutural preconizado. Portanto, uma vez definidas as características mecânicas das molas procede-se à sua assemblagem (em série ou paralelo, consoante a disposição dos elementos) e obtém-se a resistência, $M_{j,Rd}$, e rigidez, S_j , da ligação. No caso concreto em abordagem, bases de pilares, a assemblagem dos seus componentes básicos realiza-se em série, uma vez que os elementos são dispostos de forma sequencial.

Neste sentido, a ligação deve apresentar uma relação momento-rotação de cálculo equivalente à relação entre o momento fletor aplicado, $M_{j,Rd}$, e a correspondente rotação entre os elementos ligados, ϕ_{Ed} , a qual é geralmente não linear, tal como se pode verificar na Figura 3.1.

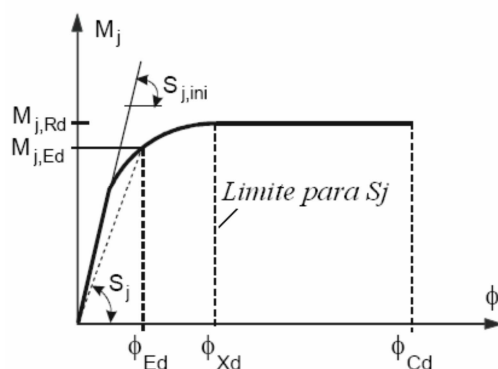


Figura 3.1 – Gráfico momento-rotação de uma ligação da base de um pilar [1]

No entanto, o dimensionamento das ligações com recurso à curva momento-rotação real não é muito prático devido à referida não linearidade da curva, devendo-se, portanto, recorrer a modelos bilineares ou multi-lineares.

Estas aproximações servem para que se possam efetuar análises ao comportamento das ligações metálicas de forma expedita mas com a menor perda de rigor possível. Deve-se notar que estas simplificações constituem um efeito benéfico, na medida em que ocorrem pelo lado da segurança, uma vez que conduzem a um ligeiro sobredimensionamento da ligação.

3.3. DESCRIÇÃO DA APLICAÇÃO DO MÉTODO A LIGAÇÕES DE BASE DE PILAR

3.3.1. FASE 1 – IDENTIFICAÇÃO DOS COMPONENTES ATIVOS

A primeira fase consiste na identificação dos componentes ativos na ligação, à compressão ou à tração. À compressão podemos identificar os componentes 1 e 2, enquanto à tração temos o designado componente 3, os quais são definidos da seguinte forma:

- Componente 1 – Banzo e alma do pilar à compressão, ver Figura 3.2;

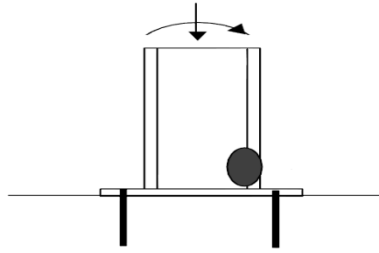


Figura 3.2 – Identificação da zona de rotura do componente 1 [4]

- Componente 2 – Betão comprimido incluindo a argamassa de selagem juntamente com a flexão da chapa de base associada, ver Figura 3.3;

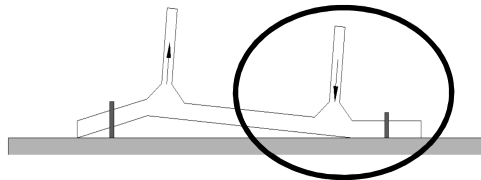


Figura 3.3 – Identificação da zona de rotura do componente 2 [4]

- Componente 3 – Chapa de base fletida por efeito da tração incluindo os chumbadouros tracionados associados, ver Figura 3.4;

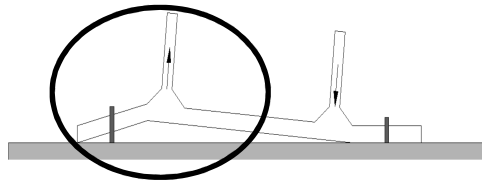


Figura 3.4 – Identificação da zona de rotura do componente 3 [4]

Deve-se referir que o EC3-1-8 [1] identifica na cláusula 6.2.8.3 os componentes das bases de pilares à custa dos quais se determinam as propriedades resistentes destas ligações quando solicitadas a esforços normais e momentos fletores. O regulamento considera quatro componentes básicos, dois relativos à compressão e dois à tração, os quais correspondem aos componentes apresentados com a exceção do componente designado como alma do pilar sujeito a tração transversal, na medida em que o fenómeno não ocorre. Deve-se notar que este é um efeito característico das ligações viga-pilar quando a viga é solicitada por esforços que a fazem tracionar a alma do pilar. Como no caso em estudo não temos nenhum elemento a provocar o mesmo comportamento consideramos que este não é um componente condicionante.

Relativamente aos componentes que contribuem para a rigidez global da ligação temos:

- Componente 1 – Betão comprimido incluindo a argamassa de selagem juntamente com a flexão da chapa de base associada;
- Componente 2 – Chapa de base fletida por efeito da tração;
- Componente 3 – Chumbadouros tracionados;

A identificação apresentada dos componentes que contribuem para a rigidez global da ligação é justificada pela cláusula 6.3.4 do EC3-1-8 [1], a qual apresenta os componentes à custa dos quais se determinam a rigidez global da ligação.

3.3.2. FASE 2 – CARATERIZAÇÃO DOS COMPONENTES IDENTIFICADOS NA FASE 1

A segunda fase do método consiste na caraterização dos componentes identificados na Fase 1, a qual resulta da aplicação de um conjunto de expressões obtidas através de estudos experimentais face à capacidade resistente e de rigidez dos componentes ativos na ligação. Assim, esta fase fornece-nos os valores de cálculo da resistência dos componentes, isto é, os valores a partir dos quais o componente plastifica bem como a sua rigidez.

O quadro 3.1 apresenta as forças resistentes máximas e os coeficientes de rigidez dos componentes ativos a determinar nesta fase do método.

Quadro 3.1 – Identificação dos parâmetros de resistência e rigidez de cada componente

Resistência	
Componente	Força Plástica
1 Banzo e alma do pilar à compressão	$F_{c,fc,Rd}$
2 Betão comprimido incluindo a argamassa de selagem juntamente com a flexão da chapa de base associada	$F_{c,pl,Rd}$
3 Chapa de base fletida por efeito da tração incluindo os chumbadouros tracionados associados	$F_{t,pl,Rd}$
Rigidez	
Componente	Coeficiente de Rigidez
1 Betão comprimido incluindo a argamassa de selagem juntamente com a flexão da chapa de base associada	k_{13}
2 Chapa de base fletida por efeito da tração	k_{15}
3 Chumbadouros tracionados	k_{16}

3.3.3. FASE 3 – ASSEMBLAGEM DOS COMPONENTES ATIVOS

A assemblagem dos componentes ativos deve realizar-se de forma distinta para a rigidez e para a resistência.

Para quantificarmos a rigidez inicial da ligação, $S_{j,ini}$, devemos em primeira instância definir a rigidez das zonas esquerdas e direitas da ligação para as situações de tração $k_{T,l}$ e $k_{T,r}$ ou compressão, $k_{C,l}$, $k_{C,r}$, à custa dos coeficientes de rigidez de cada componente de acordo com a aplicação das expressões (3.1) e (3.2) as quais resultam do exposto na cláusula 6.3.4 do EC3-1-8 [1].

$$k_{C,l} = k_{C,r} = k_{13} \quad (3.1)$$

$$k_{T,l} = k_{T,r} = \frac{k_{15}k_{16}}{k_{15} + k_{16}} \quad (3.2)$$

O momento resistente da ligação, $M_{j,Rd}$, depende das forças resistentes dos componentes à tração relativamente às zonas esquerda e direita da ligação, $F_{T,l,Rd}$ e $F_{T,r,Rd}$, bem como à compressão $F_{C,l,Rd}$ e $F_{C,r,Rd}$. O componente 3 encontra-se à tração, enquanto à compressão temos os componentes 1 e 2, tal como já foi anteriormente introduzido. Neste sentido, deve-se reconhecer que a resistência máxima à tração é condicionada apenas pelo elemento que o define, tal como se apresenta na expressão (3.3), enquanto a força à compressão resistente máxima é dada pelo componente condicionante, isto é por aquele que plastifica primeiro, tal como a expressão (3.4) indica, o que está de acordo com a cláusula 6.2.8.3 do EC3-1-8 [1].

















$$F_{T,l,Rd} = F_{T,r,Rd} = F_{t,pl,Rd} \quad (3.3)$$

$$F_{C,l,Rd} = F_{C,r,Rd} = \min(F_{c,pl,Rd}; F_{c,fc,Rd}) \quad (3.4)$$

Esta é a fase do método que permite determinar a resistência e a rigidez globais da ligação. Portanto, esta encontra-se formulada no sentido de fornecer a resistência e rigidez da ligação para todas as combinações de ações possíveis relativamente ao momento fletor e esforço axial atuantes.

Neste sentido, deve-se considerar que a ligação pode ser solicitada por esforços dominantes do tipo axial à tração ou compressão ou pelo momento fletor positivo ou negativo. Tal como é perceptível a cada esforço dominante está associado o esforço complementar, na medida em que estamos a tratar combinações de esforço axial-momento fletor, tal como é devidamente exposto no quadro 3.2

Quadro 3.2 – Identificação das curvas representativas dos esforços dominante e secundário para todas as possibilidades de ações

Caso	Esforço dominante	Curva	Combinação de ações	Representação simbólica	
				Esforço dominante	Esforço secundário
1	Axial à tração	1.1	$(M_{Ed}(+); N_{Ed}(+))$		
		1.2	$(M_{Ed}(-); N_{Ed}(+))$		
2	Axial à compressão	2.1	$(M_{Ed}(+); N_{Ed}(-))$		
		2.2	$(M_{Ed}(-); N_{Ed}(-))$		
3	Flexão negativa	3.1	$(M_{Ed}(-); N_{Ed}(+))$		
		3.2	$(M_{Ed}(-); N_{Ed}(-))$		
4	Flexão positiva	4.1	$(M_{Ed}(+); N_{Ed}(+))$		
		4.2	$(M_{Ed}(+); N_{Ed}(-))$		

Uma vez apresentadas as diferentes situações de carregamento tipificados é possível definir as características que as permitem distinguir. Cada caso pode ser identificado à custa do sinal do esforço axial e do intervalo de excentricidade da combinação de ações, portanto, importa em primeira instância apresentar o conceito de excentricidade de ações, ver expressão (3.5).

$$M_{Ed} = eN_{Ed}$$

$$e = (+/-) \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \quad (3.5)$$

Caso 1: Esforço axial de tração dominante

Nas situações de esforço axial de tração dominante é necessário que as ações instaladas sejam tais que garantam que as reações apresentem sempre a direção representada na Figura 3.5, independentemente da direção do momento fletor.

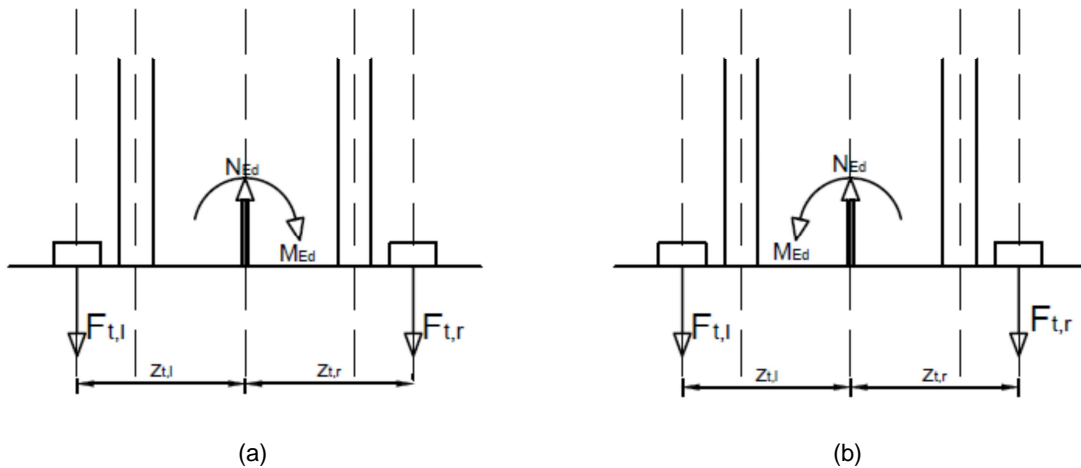


Figura 3.5 – Ligação solicitada pela combinação de esforço axial de tração dominante e momento fletor
(a) esforço axial de tração dominante e momento fletor positivo (b) esforço axial de tração dominante e momento fletor negativo

Quando o esforço dominante é a tração, os elementos solicitados são os chumbadouros e, portanto, o braço do binário das forças corresponde à distância entre eles, ou seja:

$$z = z_{T,l} + z_{T,r} = p_1 \quad (3.6)$$

Sendo p_1 o parâmetro identificado na Figura 2.7.

Vamos agora focar a atenção nos casos em que o esforço axial dominante atua juntamente com um momento fletor positivo, Caso 1.1, nomeadamente, no esquema que representa a distribuição das forças atuantes na direção das reações definidas, ver Figura 3.6.

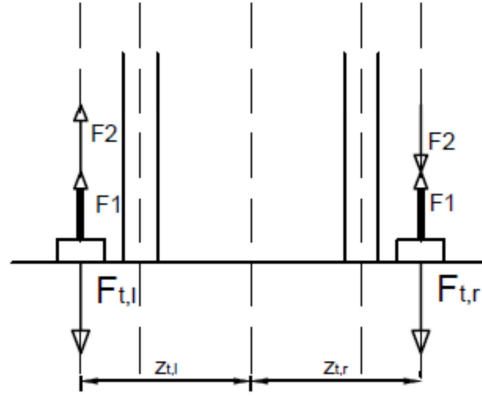


Figura 3.6 – Representação das forças atuantes na direção das reações para a combinação de ações esforço axial de tração dominante e momento fletor positivo

Note-se que as forças identificadas como F_1 representam as forças dominantes enquanto as designadas F_2 são secundárias.

Face à distribuição das forças, a zona esquerda da ligação é sempre tracionada independentemente da grandeza de M_{Ed} e N_{Ed} porém a zona direita encontra-se tracionada, desde que:

$$F_1 > F_2 \quad (3.7)$$

Portanto, neste contexto, pode-se escrever:

$$\begin{cases} F_1 = \frac{N_{Ed} z_{T,l}}{z} \\ F_2 = \frac{M_{Ed}}{z} \end{cases} \quad (3.8)$$

Substituindo as expressões apresentadas na expressão (3.8) na inequação (3.7) obtém-se:

$$\begin{aligned} \frac{N_{Ed} z_{T,l}}{z} > \frac{M_{Ed}}{z} &\Leftrightarrow z_{T,l} > \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow e < z_{T,l} \end{aligned} \quad (3.9)$$

De acordo com o apresentado é condição necessária para as ações serem do tipo esforço axial de tração dominante-momento fletor positivo, Caso 1.1:

$$\begin{cases} N_{Ed} > 0 \\ 0 < e < z_{T,l} \end{cases} \quad (3.10)$$

A situação de carregamento identificada como 1.2 é em tudo semelhante ao apresentado, diferindo apenas no sentido da flexão composta que agora possui sentido negativo.

O esquema de forças que lhe está associado, neste caso é o apresentado na Figura 3.7.

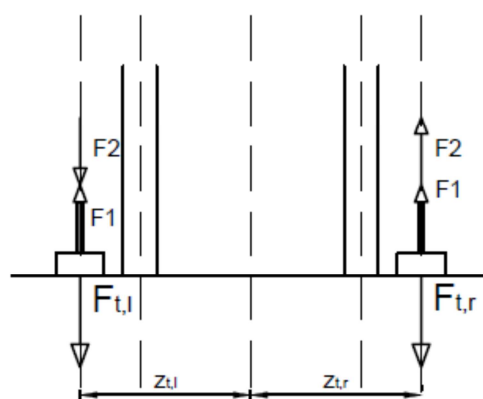


Figura 3.7 – Representação das forças atuantes na direção das reações para a combinação de ações esforço axial de tração dominante e momento fletor negativo

Se for desenvolvido um raciocínio análogo ao apresentado no estudo do Caso 1.1, conclui-se que as condições necessárias para a combinação de ações corresponder ao Caso 1.2 são:

$$\begin{cases} N_{Ed} > 0 \\ -z_{T,r} < e < 0 \end{cases} \quad (3.11)$$

Caso 2- Esforço axial de compressão dominante

As situações correspondentes à existência de um esforço axial de compressão dominante têm necessariamente que conduzir a reações de compressão, tal como indicado na Figura 3.8, independentemente do sentido de atuação do momento fletor.

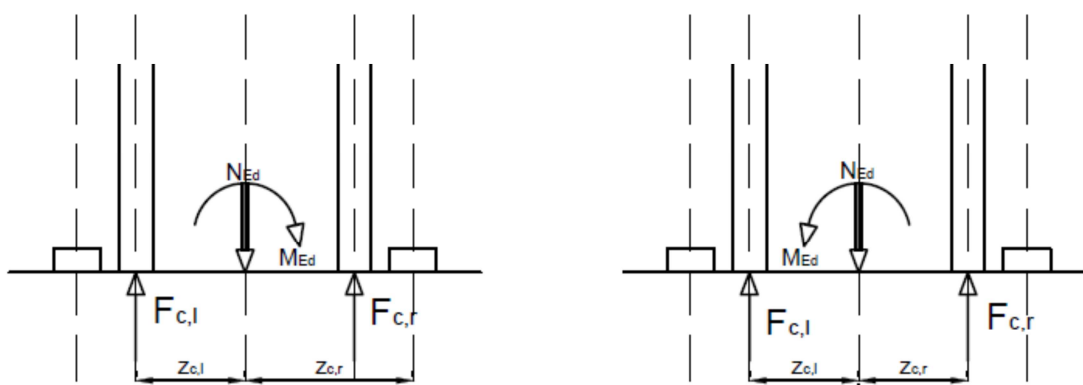


Figura 3.8 – Ligação solicitada pela combinação de esforço axial de compressão dominante e momento fletor
(a) esforço axial de compressão dominante e momento fletor positivo (b) esforço axial de compressão dominante e momento fletor negativo

Devida à forma como as ações se distribuem, o braço do binário das forças, z , refere-se à distância entre as linhas médias dos banzos da secção transversal do pilar:

$$z = z_{C,l} + z_{C,r} = h_c - t_{fc} \quad (3.12)$$

Sabendo que h_c e t_{fc} são os parâmetro identificado na Figura 2.6.

Neste caso ocorrem duas situações de carregamento diferentes as quais necessitam de tratamento diferenciado. Para tal, serão abordados os casos nos quais ocorre a atuação de esforço axial dominante em conjunto com momento fletor positivo, designado Caso 2.1.

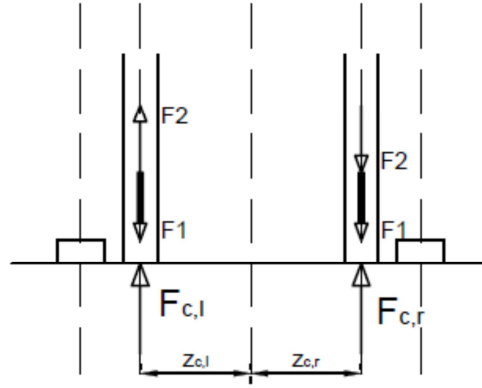


Figura 3.9 – Representação das forças atuantes na direção das reações para a combinação de ações esforço axial de compressão dominante e momento fletor positivo

De acordo com o esquema de forças atuantes tipificadas para o caso descrito, é notório que na zona direita da ligação haverá sempre compressão, enquanto à esquerda só teremos reações de compressão se:

$$F_1 > F_2 \quad (3.13)$$

As forças F_1 e F_2 podem ser escritas da seguinte forma:

$$\begin{cases} F_1 = \frac{N_{Ed} z_{C,r}}{z} \\ F_2 = \frac{M_{Ed}}{z} \end{cases} \quad (3.14)$$

Substituindo F_1 e F_2 definidas na expressão (3.14) na inequação (3.13) obtém-se:

$$\begin{aligned} \frac{N_{Ed} z_{C,r}}{z} > \frac{M_{Ed}}{z} &\Leftrightarrow z_{C,r} > \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \Leftrightarrow e < z_{C,r} \\ &\Leftrightarrow e < z_{C,r} \end{aligned} \quad (3.15)$$

Porém, o esforço axial possui valor negativo enquanto o momento é positivo, o que leva a excentricidades negativas, portanto:

$$-e < z_{C,r} \quad (3.16)$$

De acordo com o exposto, as condições necessárias para ocorrer uma situação de combinações de ações com esforço axial positivo dominante e momento fletor positivo são:

$$\begin{cases} N_{Ed} < 0 \\ -z_{C,r} < e < 0 \end{cases} \quad (3.17)$$

Tal como já foi referido este tipo de ação dominante também pode atuar juntamente com um momento fletor negativo, Caso 2.2, o que necessariamente leva a uma distribuição das forças que representam as ações atuantes ao nível da linha representativa da direção das reações diferente, como devidamente se apresenta na Figura 3.10.

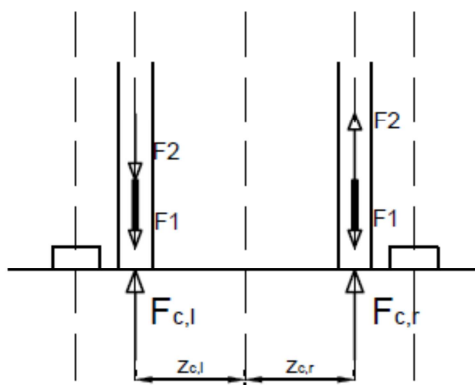


Figura 3.10 – Representação das forças atuantes na direção das reações para a combinação de ações esforço axial de compressão dominante e momento fletor negativo

Aplicando o tratamento anteriormente descrito conclui-se que a situação de combinação de ações esforço axial dominante e momento fletor negativos pode ser identificada à custa da verificação das seguintes condições:

$$\begin{cases} N_{Ed} < 0 \\ 0 < e < z_{C,l} \end{cases} \quad (3.18)$$

Caso 3- Momento fletor negativo dominante

Ocorre um caso de momento fletor negativo dominante desde que as ações aplicadas gerem reações de compressão à esquerda da ligação e à direita de tração, independentemente do esforço axial atuante.

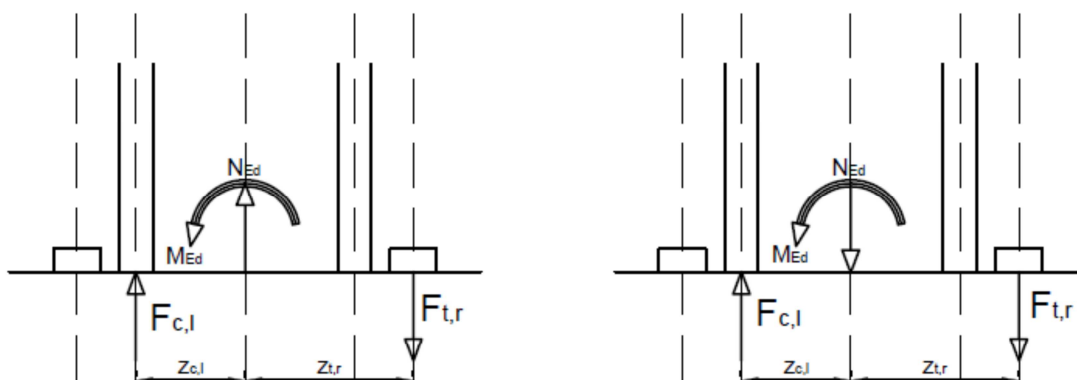


Figura 3.11 – Ligação solicitada pela combinação do momento fletor negativo dominante e esforço axial
 (a) momento fletor negativo dominante e esforço axial positivo (b) momento fletor negativo dominante e esforço axial negativo

O braço do binário das forças é:

$$z = z_{C,l} + z_{T,r} = \frac{(p_2 + h_c - 2t_{fc})}{2} \quad (3.19)$$

Sendo p_2 a distância definida na Figura 2.7 enquanto h_c e t_{fc} são identificados na Figura 2.6.

A combinação do momento fletor negativo com esforço axial positivo, Caso 3.1, pode ser representada esquematicamente pela Figura 3.12.

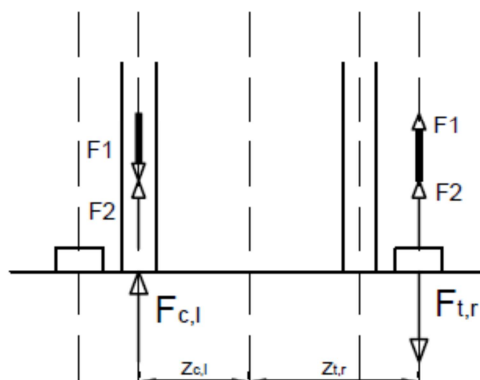


Figura 3.12 – Representação das forças atuantes na direção das reações para a combinação de ações momento fletor negativo dominante e esforço axial positivo

As forças que representam ações dominante, F_1 , nos casos 1 e 2 correspondiam ao esforço axial, no entanto, agora, esta nomenclatura passa a referir-se às forças que representam as ações de flexão e consequentemente, F_2 , ao esforço axial.

De acordo com a distribuição das forças representativas das ações ao longo da trajetória das correspondentes reações, tal como é apresentado na Figura 3.12, verifica-se que a zona esquerda da ligação é a que possui restrições à atuação das ações que representam. Ora, para termos resultantes de compressão é necessário que:

$$F_1 > F_2 \quad (3.20)$$

Sabendo que neste contexto os valores das forças F_1 e F_2 são:

$$\begin{cases} F_1 = \frac{M_{Ed}}{z} \\ F_2 = \frac{N_{Ed} z_{C,r}}{z} \end{cases} \quad (3.21)$$

Substituindo (3.21) na inequação (3.20) obtém-se:

$$\begin{aligned} \frac{M_{Ed}}{z} > \frac{N_{Ed} z_{C,r}}{z} &\Leftrightarrow \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} > z_{C,r} \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow e > z_{C,r} \end{aligned} \quad (3.22)$$

Uma vez que se teceram considerações sobre combinações de ações de momento fletor negativo e esforço axial positivo, tal implica que as excentricidades são também negativas. Como este efeito não foi anteriormente contabilizado, proceder-se-á à sua correção da seguinte forma:

$$-e > z_{C,r} \Leftrightarrow e < -z_{C,r} \quad (3.23)$$

Assim, as condições necessárias para identificar-se a combinação momento fletor negativo dominante-esforço axial positivo de ações são:

$$\begin{cases} N_{Ed} > 0 \\ e < -z_{T,r} \end{cases} \quad (3.24)$$

No entanto, se a ação dominante atuar juntamente com ação normal de compressão, Caso 3.2, está-se perante a seguinte distribuição de forças:

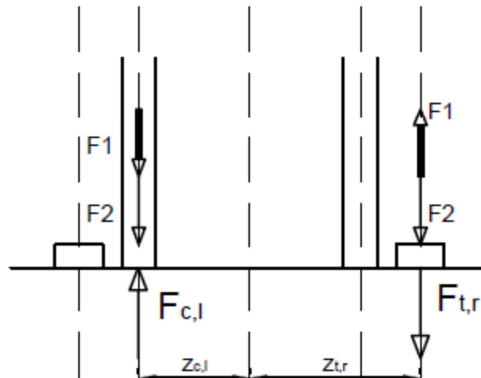


Figura 3.13 – Representação das forças atuantes na direção das reações para a combinação de ações momento fletor negativo dominante e esforço axial negativo

Seguindo o procedimento apresentado no estudo do Caso 3.1, conclui-se que as condições necessárias para estarmos perante uma tipologia de ações momento fletor negativo dominante-esforço axial negativo são:

$$\begin{cases} N_{Ed} < 0 \\ e > z_{C,l} \end{cases} \quad (3.25)$$

Caso 4- Momento fletor positivo dominante

As combinações de ações que possuem o momento fletor como ação dominante são todas aquelas que garantem que as reações resultantes são equivalentes às apresentadas na Figura 3.14, ou seja a zona esquerda da ligação deve ser tracionada enquanto a direita deve ser comprimida, o que implica necessariamente reações de tração e compressão, respetivamente.

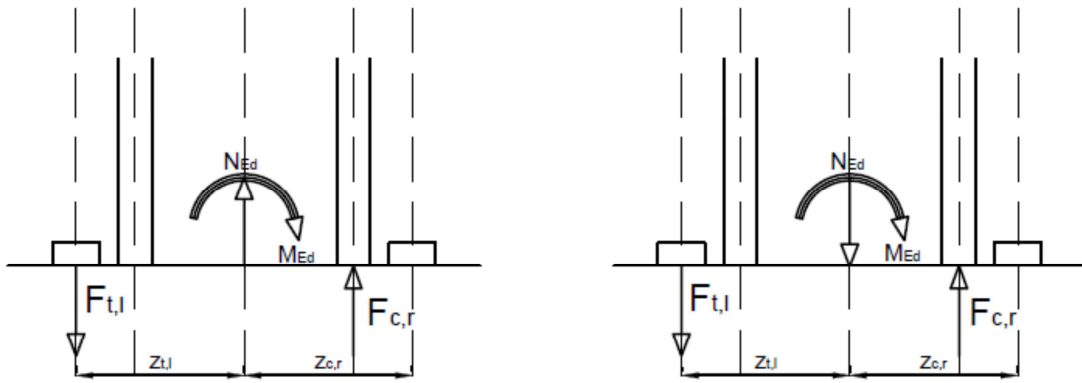


Figura 3.14 – Ligação solicitada pela combinação do momento fletor positivo dominante e esforço axial
(a) momento fletor positivo dominante e esforço axial positivo (b) momento fletor positivo dominante e esforço axial negativo

Nestes casos, o braço do binário das forças pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$z = z_{T,l} + z_{T,r} = \frac{(p_2 + h_c - 2t_{fc})}{2} \quad (3.26)$$

Sendo p_2 corresponde à distância definida na Figura 2.7 enquanto h_c e t_{fc} são identificados na Figura 2.6.

As condições necessárias à caracterização da conjugação do momento fletor e esforço axial positivos, designado Caso 4.1, resultam do estudo da distribuição das forças atuante e resistentes apresentadas na Figura 3.15.

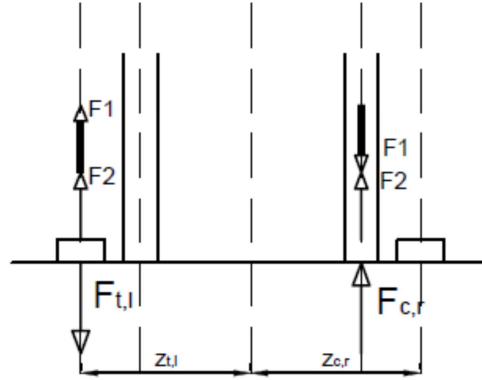


Figura 3.15 – Representação das forças atuantes na direção das reações para a combinação de ações momento fletor positivo dominante e esforço axial positivo

Note-se que a zona esquerda da ligação estará sempre tracionada independentemente da grandeza de F_1 ou de F_2 , no entanto, apenas se garante compressão na zona esquerda da ligação se:

$$F_1 > F_2 \quad (3.27)$$

Sabendo que os valores F_1 e F_2 são dados por:

$$\begin{cases} F_1 = \frac{M_{Ed}}{z} \\ F_2 = \frac{N_{Ed} z_{T,l}}{z} \end{cases} \quad (3.28)$$

Substituindo os valores de F_1 e F_2 na expressão obtém-se:

$$\begin{aligned} \frac{M_{Ed}}{z} > \frac{N_{Ed} z_{T,l}}{z} &\Leftrightarrow \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} > z_{T,l} \\ &\Leftrightarrow e > z_{T,l} \end{aligned} \quad (3.29)$$

O conjunto de ações momento fletor e esforço axial atuantes que podem ser incluídos nesta categoria de ações podem ser identificado pelas duas seguintes condições:

$$\begin{cases} N_{Ed} > 0 \\ e > z_{T,l} \end{cases} \quad (3.30)$$

No entanto, para definir as condições de ações às quais corresponde a classificação de ações do tipo momento fletor dominante positivo-esforço axial negativo, Caso 4.2, é necessário aplicar a metodologia seguida anteriormente face ao esquema de forças representado na Figura 3.16.

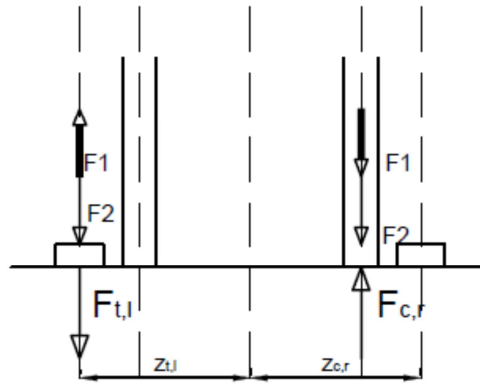


Figura 3.16 – Representação das forças atuantes na direção das reações para a combinação de ações momento fletor positivo dominante e esforço axial negativo

Após o procedimento chega-se à conclusão que este tipo de conjunto de ações é do tipo momento fletor positivo dominante e esforço axial negativo se:

$$\begin{cases} N_{Ed} < 0 \\ e < -z_{C,r} \end{cases} \quad (3.31)$$

Uma vez apresentado o raciocínio inerente à definição dos intervalos de excentricidade e esforço axial à custa dos quais se definem os casos caracterizadores de todas as combinações de ações possíveis poder-se-á proceder a algumas simplificações de nomenclatura dos parâmetros usados, nomeadamente das parcelas dos binários, das forças e da rigidez das zonas esquerdas e direitas da ligação para o tipo de ligações em análise na presente dissertação.

Neste sentido, deve-se atentar na Figura 3.5, a qual permite verificar que as parcelas do braço do binário à tração correspondentes às zonas esquerda e direita da ligação são sempre iguais, uma vez que a ligação é simétrica. Esta conclusão estende-se a todas as situações que envolvam parcelas do braço do binário das forças instaladas na ligação à tração como se pode confirmar através das Figuras 3.11 e 3.14. Posto isto, pode-se afirmar o seguinte:

$$z_{T,l} = z_{T,r} = z_T = \frac{p_2}{2} \quad (3.32)$$

Sendo p_2 a distância definida na Figura 2.7.

Relativamente às parcelas do binário das forças correspondente à compressão nas zonas esquerda e direita da ligação deve-se recorrer à Figura 3.8 para constatar que estas apresentam o mesmo desenvolvimento. Tal ocorre não só no caso apresentado mas em todos aqueles que envolvam parcelas do braço do binário à compressão quer à esquerda quer à direita da ligação, ou seja:

$$z_{C,l} = z_{C,r} = z_C = \frac{h_c - t_{fc}}{2} \quad (3.33)$$

Sendo h_c e t_{fc} características da secção transversal do pilar identificadas na Figura 2.6.

Quanto às forças resistentes correspondentes às zonas esquerda e direita da ligação pode-se simplificar a sua nomenclatura à custa dos resultados apresentados nas expressões (3.3) e (3.4), ou seja:

$$F_{T,l,Rd} = F_{T,r,Rd} = F_{T,Rd} \quad (3.34)$$

$$F_{C,l,Rd} = F_{C,r,Rd} = F_{C,Rd} \quad (3.35)$$

Relativamente, às propriedades de rigidez das zonas esquerdas e direita da ligação à compressão e à tração também se pode proceder à aplicação do mesmo raciocínio dada a relação apresentada nas expressões (3.1) e (3.2), isto é:

$$k_{T,l} = k_{T,r} = k_T \quad (3.36)$$

$$k_{C,l} = k_{C,r} = k_C \quad (3.37)$$

3.3.3.1. Cálculo do momento resistente da ligação

Neste parágrafo apresenta-se a metodologia através da qual se obtiveram as expressões apresentadas no quadro 6.7 do EC3-1-8 [1] as quais permitem obter a resistência da ligação para as diferentes combinações de ações de esforço axial e momento fletor possíveis.

Neste sentido, serão deduzidas as expressões que permitem determinar a resistência da ligação ao momento fletor relativamente ao Caso 4.1, ou seja quando a ação dominante é o momento fletor positivo e a secundária o esforço axial de tração. Deve-se notar que o objetivo do presente ponto, bem como o seguinte, consiste na justificação das expressões apresentadas pelo regulamento para definir as propriedades de resistência e rigidez da ligação, portanto, não se introduzirão as simplificações apresentadas anteriormente para as parcelas do braço do binário, para as forças resistentes últimas dos componentes das zonas esquerda e direita da ligação à tração e compressão.

Partindo do pressuposto de que as forças instaladas nos elementos da ligação têm que ser menores ou iguais à correspondente capacidade resistente deve-se recorrer à observação das forças apresentadas na Figura 3.15, o que permite concluir que a resistência ao nível da resultante das ações nas zonas esquerda e direita da ligação podem ser escritas da seguinte forma:

$$\frac{M_{Ed}}{z} + \frac{N_{Ed} z_{C,r}}{z} \leq F_{T,l,Rd} \quad (3.38)$$

$$\frac{M_{Ed}}{z} - \frac{N_{Ed} z_{T,l}}{z} \leq F_{C,r,Rd} \quad (3.39)$$

Reescrevendo as expressões (3.38) e (3.39) à custa de (3.5), mantemos a contribuição do esforço axial sem, no entanto, as expressões serem dependentes diretamente deste esforço, ou seja:

$$M_{Ed} < \frac{F_{T,l,Rd} z}{1 + \frac{z_{C,r}}{e}} \quad (3.40)$$

$$M_{Ed} < \frac{F_{C,r,Rd} z}{1 - \frac{z_{T,l}}{e}} \quad (3.41)$$

Neste sentido, o máximo momento atuante designa-se por $M_{j,Rd}$ o qual é determinado como:

$$M_{j,Rd} = \min \left\{ \frac{F_{T,l,Rd} z}{\frac{z_{C,r}}{e} + 1}; -\frac{F_{C,r,Rd} z}{\frac{z_{T,l}}{e} - 1} \right\} \quad (3.42)$$

No entanto, pode-se obter o correspondente esforço axial resistente que lhe corresponde, através da consideração da expressão (3.5), da seguinte forma:

$$N_{j,Rd} = \frac{M_{j,Rd}}{e} \quad (3.43)$$

Uma vez apresentada a forma de cálculo do momento fletor resistente para uma situação de ação tipificada considera-se ser o suficiente para que se entenda o procedimento a seguir para obter o momento resistente para as restantes combinações de ações.

O momento resistente relativo a todos os casos possíveis de combinações momento fletor-esforço axial encontra-se no quadro 4.3, o qual é apresentado com as simplificações correspondentes às expressões (3.32), (3.33), (3.34) e (3.35).

3.3.3.2. Cálculo da rigidez da ligação

O cálculo da rigidez da ligação assenta em métodos elásticos e resulta da assemblagem da rigidez dos elementos, conforme o apresentado na Figura 3.17.

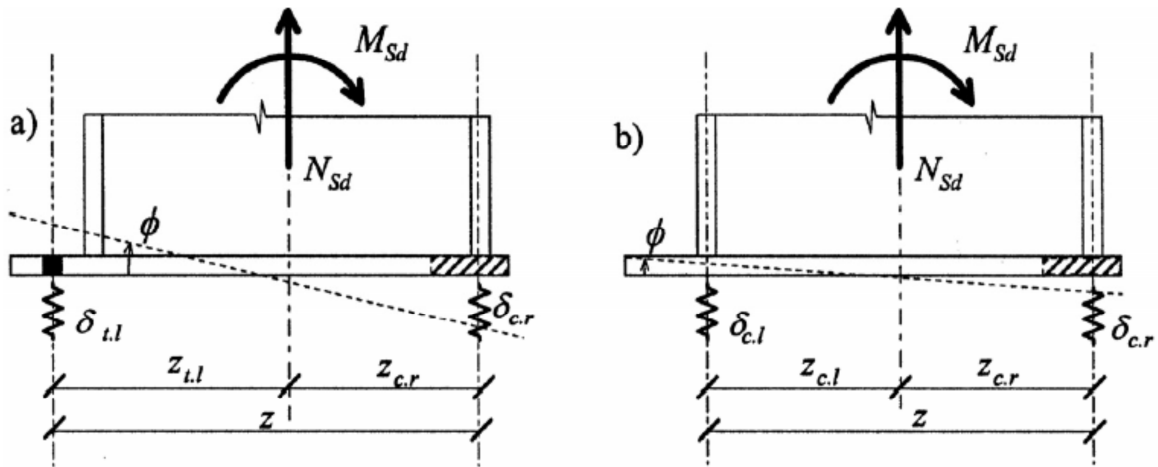


Figura 3.17 – Representação esquemática da rigidez esquerda e direita da ligação solicitada pela combinação momento fletor positivo dominante e esforço normal de tração [10]

A rigidez de uma ligação é obtida à custa do gráfico momento-rotação da ligação:

$$S_{j,ini} = \frac{M_{Ed}}{\phi} \quad (3.44)$$

Portanto, torna-se necessário determinar a equação da rotação da base de um pilar, ϕ , isto é:

$$\phi = \frac{(\delta_{T,l} + \delta_{C,r})}{z} \quad (3.45)$$

No entanto, a referida rotação é função da deformação elástica da ligação à esquerda, $\delta_{t,l}$, e à direita, $\delta_{c,r}$, as quais se determinam da seguinte forma:

$$\delta_{t,l} = \frac{\frac{M_{Ed} + N_{Ed} z_{C,r}}{z}}{Ek_{T,l}} = \frac{M_{Ed} + N_{Ed} z_{C,r}}{Ez k_{T,l}} \quad (3.46)$$

$$\delta_{c,r} = \frac{\frac{M_{Ed} - N_{Ed} z_{T,l}}{z}}{Ek_{C,r}} = \frac{M_{Ed} - N_{Ed} z_{T,l}}{Ez k_{C,r}} \quad (3.47)$$

Assim, substituindo as expressões (3.46) e (3.47) na equação (3.45) obtém-se a rotação da ligação:

$$\phi = \frac{1}{Ez^2} \left(\frac{M_{Ed} + N_{Ed} z_{C,r}}{k_{T,l}} + \frac{M_{Ed} - N_{Ed} z_{T,l}}{k_{C,r}} \right) \quad (3.48)$$

A expressão anterior pode ainda ser escrita à custa da excentricidade para a qual não há rotação, e_0 , a qual é introduzida à custa da relação (3.5), ou seja:

$$\phi = \frac{1}{Ez^2} \left(\frac{N_{Ed} e_0 + N_{Ed} z_{C,r}}{k_{T,l}} + \frac{N_{Ed} e_0 - N_{Ed} z_{T,l}}{k_{C,r}} \right) \quad (3.49)$$

Agora determinar-se-á a excentricidade para a qual não há rotação da base de pilar, designada, e_0 , a qual se obtém resolvendo a seguinte expressão:

$$\begin{aligned} \phi &= 0 \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow \frac{1}{Ez^2} \left(\frac{N_{Ed} e_0 + N_{Ed} z_{C,r}}{k_{T,l}} + \frac{N_{Ed} e_0 - N_{Ed} z_{T,l}}{k_{C,r}} \right) &= 0 \end{aligned} \quad (3.50)$$

Resolvendo a equação anterior conclui-se que a excentricidade sem rotação de base de pilar define-se da seguinte forma:

$$e_0 = \frac{z_{C,r} k_{C,r} - z_{T,l} k_{T,l}}{k_{T,l} + k_{C,r}} \quad (3.51)$$

A rigidez, $S_{j,ini}$, é obtida substituindo (3.48) na expressão (3.44) de acordo com o seguinte raciocínio:

$$\begin{aligned} S_{j,ini} &= \frac{M_{Ed}}{\frac{1}{Ez^2} \left(\frac{M_{Ed} + N_{Ed} z_{C,r}}{k_{T,l}} + \frac{M_{Ed} - N_{Ed} z_{T,l}}{k_{C,r}} \right)} \Leftrightarrow S_{j,ini} = \frac{M_{Ed}}{\frac{1}{Ez^2} \left(\frac{M_{Ed} k_{C,r} + N_{Ed} z_{C,r} k_{C,r}}{k_{T,l} k_{C,r}} + \frac{M_{Ed} k_{T,l} - N_{Ed} z_{T,l} k_{T,l}}{k_{T,l} k_{C,r}} \right)} \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow S_{j,ini} &= \frac{M_{Ed}}{\frac{1}{Ez^2} \left(\frac{M_{Ed} (k_{C,r} + k_{T,l}) + N_{Ed} (z_{C,r} k_{C,r} - z_{T,l} k_{T,l})}{k_{T,l} k_{C,r}} \right)} \Leftrightarrow S_{j,ini} = \frac{M_{Ed}}{\frac{1}{Ez^2} \left(\frac{M_{Ed} (k_{C,r} + k_{T,l}) + N_{Ed} (z_{C,r} k_{C,r} - z_{T,l} k_{T,l})}{\frac{k_{T,l} + k_{C,r}}{k_{T,l} k_{C,r}}} \right)} \Leftrightarrow \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Leftrightarrow S_{j,ini} &= -\frac{M_{Ed}}{\frac{1}{Ez^2} \left(\frac{M_{Ed} + N_{Ed}e_0}{\frac{k_{T,l}k_{C,r}}{k_{T,l} + k_{C,r}}} \right)} \Leftrightarrow S_{j,ini} = -\frac{M_{Ed}Ez^2}{(M_{Ed} + N_{Ed}e_0) \left(\frac{k_{T,l} + k_{C,r}}{k_{T,l}k_{C,r}} \right)} \Leftrightarrow S_{j,ini} = -\frac{M_{Ed}Ez^2}{(M_{Ed} + N_{Ed}e_0) \left(\frac{k_{T,l} + k_{C,r}}{k_{T,l}k_{C,r}} \right)} \Leftrightarrow \\
 &\Leftrightarrow S_{j,ini} = \frac{M_{Ed}}{(M_{Ed} + N_{Ed}e_0)} \frac{Ez^2}{\left(\frac{1}{k_{T,l}} + \frac{1}{k_{C,r}} \right)} \quad (3.52)
 \end{aligned}$$

Considerando a expressão (3.5) bem como a seguinte simplificação:

$$\sum \frac{1}{k_i} = \frac{1}{k_{T,l}} + \frac{1}{k_{C,r}} \quad (3.53)$$

A equação (3.52) pode ser reescrita de forma equivalente como se apresenta:

$$\begin{aligned}
 S_{j,ini} &= \frac{\frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}}{\frac{M_{Ed} + e_0 N_{Ed}}{N_{Ed}}} \frac{Ez^2}{\left(\frac{1}{k_{T,l}} + \frac{1}{k_{C,r}} \right)} \Leftrightarrow \\
 &\Leftrightarrow S_j = \frac{e}{e + e_0} \frac{Ez^2}{\sum \frac{1}{k_i}} \quad (3.54)
 \end{aligned}$$

A parcela $\frac{e}{e + e_0}$ da equação anterior designa-se por fator de modificação de rigidez da ligação uma vez que representa a contribuição da relação do momento fletor com o esforço axial.

Porém, sabe-se que o comportamento da ligação é não linear, ao contrário do que é apresentado na expressão. Neste sentido, há a necessidade de introduzir o coeficiente de relação de rigidez, μ , o qual estabelece a relação da rigidez inicial e a rigidez da ligação ao longo do gráfico momento-rotação.

Este fator permite modelar a curva momento rotação da ligação da forma que se apresentará no ponto 4.3.2 segundo as expressões (4.86) e (4.87). Para compreender o efeito do coeficiente na rigidez da ligação importa dar especial atenção à explicação apresentada nos parágrafos que seguem as expressões referidas.

No quadro 4.5 da presente dissertação, apresentam-se as expressões de cálculo da rigidez global das ligações para todas as combinações possíveis de ações momento fletor e esforço axial, o qual exhibe as simplificações introduzidas pelas expressões (3.32), (3.33), (3.36) e (3.37) relativamente ao quadro 6.12 do EC3-1-8 [1].

3.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente Capítulo descreveu os conceitos teóricos envolvidos no Método das Componentes relativamente às ligações de bases de pilares, no sentido de permitir compreender os fundamentos nos quais o regulamento se baseia para definir as regras de dimensionamento das ligações.

O próximo Capítulo tem como objetivo descrever toda a metodologia exigida pelo EC3-1-8 [1] para dimensionarmos ligações de bases de pilares quando estas são solicitadas por esforços axiais, transversos e momentos fletores.

4

DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES BASE DE PILARES PELO EC3

4.1. INTRODUÇÃO

O dimensionamento dos componentes necessários à realização da união entre o pilar e a correspondente fundação consiste na materialização de uma ligação com dimensões, resistência e rigidez que lhe permitam garantir que esta possui as características necessárias ao desempenho da sua função, ou seja deve ser capaz de transmitir os esforços axiais, os momentos fletores e os esforços transversos dos pilares às correspondentes fundações sem exceder a capacidade resistente da ligação, bem como apresentar uma rigidez equivalente à assumida na análise estrutural.

Todas as regras de cálculo de ligações provêm do regulamento europeu em vigor, EC3-1-8 [1], bem como do EC3-1-1 [2] e EC2-1-1 [3].

4.2. RESISTÊNCIA DA LIGAÇÃO

4.2.1. QUANTIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DOS COMPONENTES BÁSICOS

4.2.1.1. Componente 1, banzo e alma do pilar à compressão, $F_{c,fc,Rd}$

A alma e banzo do pilar constituem o designado componente 1, CP1. Este é um elemento que devido às suas características pode atingir a rotura, quando é comprimido. A zona de rotura do componente localiza-se a meio do banzo do pilar, tal como se pode notar na Figura 3.2, sendo o valor de cálculo da resistência à compressão da alma e do banzo do pilar, $F_{c,fc,Rd}$, segundo a cláusula 6.2.6.7 do EC3-1.8 [1] quantificada como:

$$F_{c,fc,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h_c - t_{fc}} \quad (4.1)$$

4.2.1.2. Componente 2, betão e camada de argamassa de selagem comprimidos, incluindo a chapa de base fletida por efeito da compressão, $F_{c,pl,Rd}$

Quando uma ligação da base de um pilar é solicitada pela ação conjunta do esforço axial e do momento fletor desenvolvem-se compressões no betão, na camada de argamassa de selagem e na chapa de base, as quais apresentam o comportamento tipificado do modelo designado por peça em T equivalente comprimida, o que permite que estes elementos sejam agrupados num único componente, CP 2. Apesar da ação global ser a compressão deve-se atentar que esta atua fletindo a chapa de base enquanto os restantes elementos são comprimidos.

O modelo está definido para fornecer os valores de cálculo das resistências do componente, assentando no princípio de que a capacidade de carga dos elementos comprimidos depende da capacidade de carga do maciço de betão, a qual é condicionada pela relação entre a resistência da fundação de betão e a área da chapa de base, da espessura relativa do bloco de betão e da posição da chapa face à fundação.

A determinação do valor de cálculo da resistência do presente componente, de acordo com a segunda alínea da cláusula 6.2.6.9 do EC3-1-8 [1], deverá ser considerada idêntica ao de uma peça em T equivalente comprimida, o que é apresentado ao longo da cláusula 6.2.5 do referido regulamento.

Neste sentido, o valor de cálculo da resistência do componente 2, $F_{c,pl,Rd}$, é determinado através do valor de cálculo da resistência à compressão localizada do banzo de uma peça em T, $F'_{C,Rd}$, isto é:

$$F_{c,pl,Rd} = F'_{C,Rd} \quad (4.2)$$

A resistência à compressão localizada do banzo de uma peça em T, $F'_{C,Rd}$, deve ser determinada da seguinte forma:

$$F'_{C,Rd} = f_{jd} A_{eff} = f_{jd} b_{eff} l_{eff} \quad (4.3)$$

Portanto, importa agora definir a forma como se determina a área efetiva, A_{eff} , a qual é composta pelas dimensões b_{eff} e l_{eff} que se desenvolvem na direção da alma e banzo do perfil, respetivamente. Mais à frente será também apresentada a forma como se obtém a designada resistência da junta à compressão localizada, f_{jd} .

Para compreendermos como se obtém a referida área efetiva deve-se atentar na Figura 4.1.

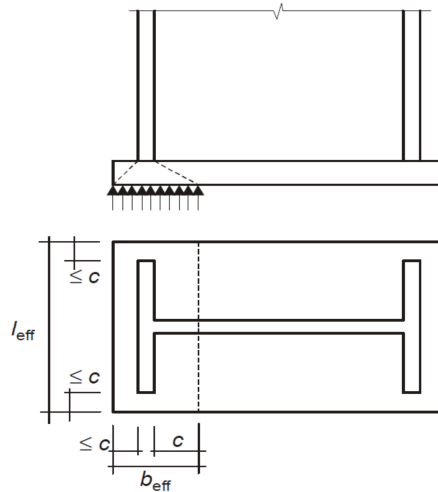


Figura 4.1 – Área de uma peça em T equivalente comprimida [1]

Está-se perante uma situação de saliência curta se uma das dimensões da área efetiva for condicionada pela saliência real do componente.

Assim, as dimensões b_{eff} e l_{eff} obtêm-se recorrendo às seguintes expressões:

$$b_{eff} = t_{fc} + xx + yy \quad (4.4)$$

$$l_{eff} = b_c + 2zz \quad (4.5)$$

Note-se que t_{fc} e b_c encontram-se definidos na Figura 2.6.

As incógnitas designadas por xx , yy e zz são:

$$xx = \min \{ c; s_{beff} \} \quad (4.6)$$

$$yy = \min \left\{ c; \frac{h_c - 2t_{fc}}{2} \right\} \quad (4.7)$$

$$zz = \min \{ c; s_{leff} \} \quad (4.8)$$

Na Figura 4.1 o parâmetro c representa a largura de apoio adicional, enquanto s_{beff} e s_{leff} correspondem às saliências reais, isto é consistem nas distâncias entre o pilar e a extremidade da chapa de base, na direção da alma e banzo do pilar, respetivamente. Estes parâmetros podem ser determinados da seguinte forma:

$$c = t_p \sqrt{\frac{f_y}{3f_{jd}\gamma_{M0}}} \quad (4.9)$$

$$s_{beff} = \frac{b_p - h_c}{2} \quad (4.10)$$

$$s_{leff} = \frac{l_p - b_c}{2} \quad (4.11)$$

A resistência da junta à compressão localizada, f_{jd} , é definida segundo a cláusula 6.2.5 do EC 3-1-8 [1] como:

$$f_{jd} = \frac{\beta_j F_{Rdu}}{b_{eff} l_{eff}} \quad (4.12)$$

A incógnita F_{Rdu} representa o valor de cálculo da força concentrada resistente indicado no EC 2-1-1 [3] em que $A_{c0} = b_{eff} l_{eff}$. Quanto ao parâmetro β_j este introduz o efeito do material de apoio da junta que pode ser considerado igual a 2/3 desde que o valor característico resistente da argamassa de selagem não seja inferior a 0.2 vezes o valor característico da resistência do betão da fundação e a espessura da argamassa de selagem não seja superior a 0.2 vezes a menor dimensão em planta da chapa de aço da base. Nos casos em que a espessura da argamassa de selagem é superior a 50 [mm], o valor característico da sua resistência deverá ser pelo menos igual ao do betão da fundação.

Seguindo o raciocínio apresentado torna-se evidente que o procedimento é iterativo, uma vez que para se definir a área efetiva é necessário conhecer a resistência localizada da junta e esta é função da área efetiva.

No entanto, o regulamento remete para a cláusula 6.7 do EC-2-1-1 [3] para definir F_{Rdu} , isto é a força concentrada resistente envolvida na compressão pelo componente, o que permite, à custa de algumas considerações, definir a área efetiva e a resistência da junta convenientemente. Neste sentido, importa em primeiro lugar apresentar a definição da força concentrada, F_{Rdu} , bem como o seu limite:

$$F_{Rdu} = \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} f_{cd} A_{c0} \leq 3,0 f_{cd} A_{c0} \quad (4.13)$$

Esta força é função da área de carregamento A_{c0} e da designada área de maior distribuição homotética A_{c1} as quais se encontram devidamente representadas na Figura 4.2.

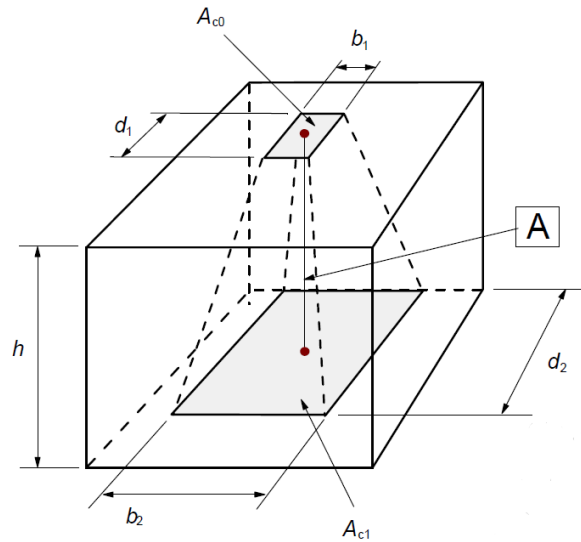


Figura 4.2 – Distribuição de cálculo para áreas sujeitas a forças concentradas [1]

O EC-2-1-1 [3] apresenta as seguintes limitações geométricas:

$$d_f \geq (b_2 - b_1) \quad (4.14)$$

$$d_f \geq (d_2 - d_1) \quad (4.15)$$

De acordo com ilustrado na Figura 4.2, deve-se considerar:

$$A_{c0} = b_1 d_1 \quad (4.16)$$

$$A_{c1} = b_2 d_2 \quad (4.17)$$

Porém, de acordo com a nomenclatura da presente dissertação considera-se que $d_1 = l_1$ e $d_2 = l_2$, devemos escrever as expressões (4.16) e (4.17) como:

$$A_{c0} = b_1 l_1 \quad (4.18)$$

$$A_{c1} = b_2 l_2 \quad (4.19)$$

O EC-3-1-8 [1] define A_{c0} da seguinte forma:

$$A_{c0} = b_{eff} l_{eff} \quad (4.20)$$

Uma vez introduzidos os conceitos precedentes e atentando na expressão (4.13) pode-se dizer o seguinte:

$$\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 \Leftrightarrow \frac{A_{c1}}{A_{c0}} \leq 9,0 \Leftrightarrow A_{c1} \leq 9,0 A_{c0} \quad (4.21)$$

Considere-se α definido da seguinte forma:

$$\alpha = \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \quad (4.22)$$

Desenvolvendo a expressão (4.22) obtém-se:

$$\alpha = \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \Leftrightarrow \frac{A_{c1}}{A_{c0}} = \alpha^2 \Leftrightarrow A_{c1} = \alpha^2 A_{c0} \quad (4.23)$$

Substituindo em (4.20) as expressões (4.19) e (4.20) temos:

$$b_2 l_2 = (\alpha b_{eff})(\alpha l_{eff}) \quad (4.24)$$

Esta expressão permite escrever as dimensões da área homotética à custa das dimensões da área de carregamento, ou seja:

$$b_2 = \alpha b_{eff} \quad (4.25)$$

$$l_2 = \alpha l_{eff} \quad (4.26)$$

O parâmetro α pode ser quantificado à custa de um intervalo que se define entre os valores mínimos e máximo que este pode exibir. Neste sentido, sabendo que a área de distribuição homotética pode ser no mínimo igual à área de carregamento de acordo com (4.19), conclui-se:

$$\alpha_{\min} = 1 \quad (4.27)$$

O valor máximo que este parâmetro pode apresentar deriva-se da equação (4.18) que permite concluir de forma direta que:

$$\alpha_{\max} = 3 \quad (4.28)$$

Portanto, α é válido no seguinte intervalo:

$$1 \leq \alpha \leq 3 \quad (4.29)$$

As equações (4.14) e (4.15) também se podem escrever-se à custa de b_{eff} e l_{eff} substituindo as expressões (4.25) e (4.26), ou seja:

$$d_f \geq \alpha b_{eff} - b_{eff} = (\alpha - 1) b_{eff} \quad (4.30)$$

$$d_f \geq \alpha l_{eff} - l_{eff} = (\alpha - 1) l_{eff} \quad (4.31)$$

Resolvendo as equações (4.30) e (4.31) em ordem a α obtém-se:

$$\alpha \leq \frac{d_f}{b_{eff}} + 1 \quad (4.32)$$

$$\alpha \leq \frac{d_f}{l_{eff}} + 1 \quad (4.33)$$

Para resolver o problema do procedimento iterativo a que o regulamento conduz, desenvolveu-se um procedimento de cálculo que respeita todas as limitações apresentadas para os valores de f_{jd} , b_{eff} e l_{eff} estabelecidos. Neste sentido, elaborou-se um quadro que constitui o cálculo iterativo até à convergência da solução. Para validar o procedimento desenvolvido recorreu-se ao programa de cálculo “Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012”.

A primeira iteração do processo inicia-se com o referido parâmetro α , o qual deve tomar o menor valor das seguintes condições:

- $\alpha_{max} = 3$ decorrente da equação (4.28);
- $\alpha \leq \frac{d_f}{b_{eff}} + 1$ e $\alpha \leq \frac{d_f}{l_{eff}} + 1$, equações (4.32) e (4.33) tomando $b_{eff} = b_p$ e $l_{eff} = l_p$;
- $A_{c0} = A_p = b_p l_p$ e $A_{c1} = A_f = b_f l_f$;

No entanto, as restantes iterações consideram as seguintes limitações para o valor de α :

- $\alpha_{max} = 3$;
- $\alpha \leq \frac{d_f}{b_{eff}} + 1$ e $\alpha \leq \frac{d_f}{l_{eff}} + 1$, tomando b_{eff} e l_{eff} da iteração anterior;
- Seja α obtido considerando A_{c0} e A_{c1} da iteração anterior;

O processo iterativo é continuado até haver convergência do valor de α ao qual corresponde também a estabilização das larguras adicionais c . Após encontrar a área efetiva A_{eff} e o valor de cálculo da junta à compressão localizada, f_{jd} , obtemos o valor da resistência à compressão de uma peça em T equivalente, no caso em concreto do componente 2.

4.2.1.3. Componente 3, chapa de base fletida e chumbadouros tracionados, por efeito da tração, $F_{t,pl,Rd}$

Uma vez apresentados os componentes condicionantes na ótica das zonas comprimidas da ligação, urge abordar aquele que representa o efeito da tração. Neste sentido, foque-se a atenção na base de um pilar quando esta é solicitada pelo momento fletor e esforço axial podendo verificar-se que existe uma zona da ligação que é tracionada, nomeadamente, ao nível dos chumbadouros. No entanto, apesar do esforço atuante ser a tração, a chapa de base é fletida devido à sua disposição.

Segundo a cláusula 6.2.6.11 do EC3-1-8 [1], o valor de cálculo da resistência do componente deve ser determinado através das regras expostas na cláusula 6.2.6.5, ou seja considera-se que o seu comportamento é semelhante ao de uma chapa de extremidade sujeita a flexão, a qual, por sua vez, é calculada de acordo com as regras relativas à peça em T equivalente tracionada definidas em 6.2.4, uma vez que quer um quer o outro apresentam todas as características típicas da peça em T e, portanto, este é o modelo segundo o qual a resistência do componente é definida. No entanto, a semelhança do CP3 relativamente à chapa de extremidade surge não só devido ao cálculo de uma peça em T mas também porque apresentam comprimentos efetivos dos banzos da peça em T semelhantes e, portanto, calculados da mesma forma, tal como exibido no quadro 6.6 do EC3-1-8 [1].

O modelo considera como possíveis modos de rotura a plastificação total do banzo do pilar, a rotura dos parafusos juntamente com a rotura dos banzos e a rotura dos parafusos, caso se desenvolvam ou

não forças de alavanca. Neste sentido, o valor de cálculo do componente 3, $F_{t,pl,Rd}$, é determinado à custa do valor de cálculo da resistência do banzo de uma peça em T, $F'_{T,Rd}$, ou seja:

$$F_{t,pl,Rd} = F'_{T,Rd} \quad (4.34)$$

O valor de cálculo da resistência da peça em T equivalente tracionada deve ser determinado à custa das expressões constantes no quadro 4.1, as quais resultam de uma análise rígido-plástica da ligação baseada nas forças condicionantes a cada modo de rotura possível, Figura 4.3, para as situações que apresentam as condições necessárias ao desenvolvimento de forças de alavanca.

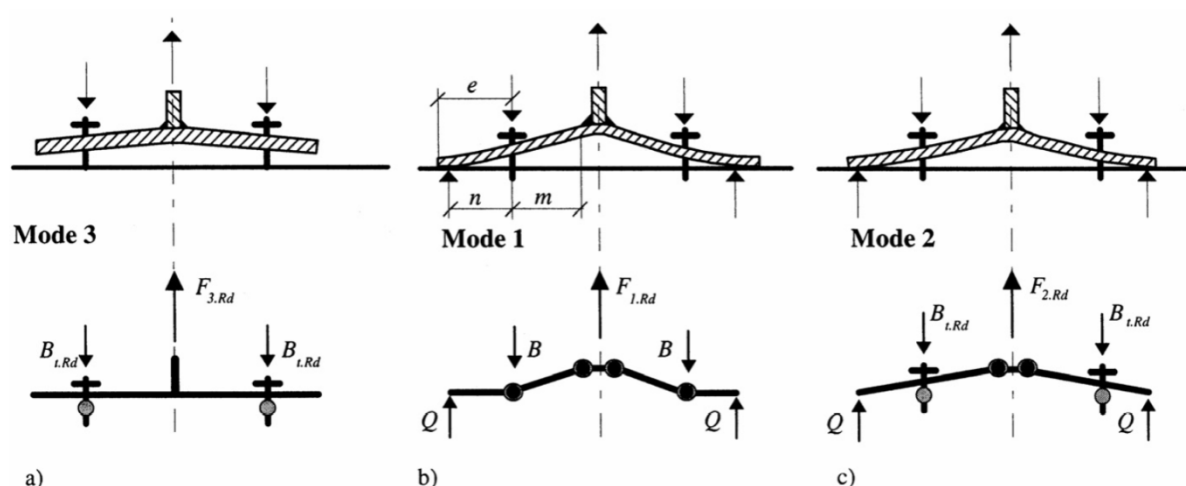


Figura 4.3 – Esquema de cálculo das forças resistentes de cálculo nos modos de rotura (a) Modo 1 – plastificação total do banzo do pilar (b) Modo 2 – rotura dos parafusos com a rotura dos banzos (c) Modo 3 – rotura dos parafusos [5]

As situações que não reúnem as condições necessárias ao desenvolvimento de forças de alavanca conduzem apenas a dois modos de rotura, na medida em que nestas condições a plastificação total do banzo e a rotura dos parafusos com plastificação do banzo apresentam esquemas de cálculo que conduzem à mesma expressão para quantificar o seu efeito.

Se existirem condições para se desenvolverem forças de alavanca poderão ocorrer os três referidos modos de rotura possíveis e o condicionante é aquele que ocorre em primeiro lugar, ou seja aquele que apresenta um menor valor. O mesmo se passa nas situações em que não ocorrerem forças de alavanca apesar de apenas se contabilizar dois modos de rotura. Neste sentido, o primeiro procedimento a executar deve consistir na verificação da existência das condições necessárias ao desenvolvimento de forças de alavanca, tal como indicado na expressão (4.34).

Quadro 4.1 – Valor de cálculo da resistência do banzo de uma peça em T para os três possíveis modos de rotura, $F'_{T,i,Rd}$

	Com forças de alavanca	Sem forças de alavanca
Modo 1	$F'_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m}$	$F'_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m}$
Modo 2	$F'_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n}$	
Modo 3	$F'_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}$	

Por forma a apresentar todos os conceitos necessários à definição da resistência da peça em T serão introduzidos alguns parâmetros isolados necessários ao cálculo, alguns dos quais se apresentam ilustrados na Figura 4.4.

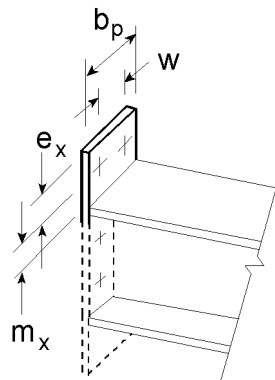


Figura 4.4 – Modelação de uma chapa de base sob a forma de peça em T [1]

De acordo com a alínea (3) da cláusula 6.2.6.5 do EC3-1-8[1] tem-se que:

$$e_{\min} = e_x = e_1 \quad (4.35)$$

Sendo e_1 o parâmetro identificado na Figura 2.7.

A distância indicada como m encontra-se entre o eixo dos chumbadouros e a parcela da solda resistente, a qual se define na direção da alma do pilar como $0.8\sqrt{2}a$ e deve ser determinada pela expressão (4.36). A projeção do comprimento da solda na direção de m é reduzida 20% pois considera-se que existe uma parte da solda que não é completamente resistente.

$$m = m_x = b_p - 2e_1 - h_c - 1.6\sqrt{2}a \quad (4.36)$$

Para finalizar a apresentação de parâmetros singulares temos o seguinte:

$$n = \min\{e_{\min}; 1.25m\} \quad (4.37)$$

$$w = p_2 \quad (4.38)$$

Sendo p_2 o parâmetro identificado na Figura 2.7.

Posto isto, apresentar-se-á a forma como se verifica se ligação possui condições para se desenvolverem forças de alavanca. Para estas forças ocorrerem é necessário que se verifique a seguinte condição:

$$L_b \leq L_b^* \quad (4.39)$$

Note-se que L_b representa o comprimento do chumbadouro sujeito a alongamento enquanto L_b^* é o valor a partir do qual não se reúnem as condições necessárias ao desenvolvimento de forças de alavanca, os quais devem ser determinados à custa das expressões (4.40) e (4.41) segundo o exposto quadro 6.2 do EC3-1-8 [1].

$$L_b = 8d + t_g + t_p + t_{anilha} + \frac{t_{porca}}{2} \quad (4.40)$$

$$L_b^* = \frac{8.8m^3 A_s n_b}{\sum l_{eff,1} t_p^3} \quad (4.41)$$

Uma vez que n_b representa o número de linhas de parafusos, a expressão (4.41) pode ser simplificada, na medida em que as ligações em estudo apenas possuem uma linha de parafusos à tração, ou seja:

$$L_b^* = \frac{8.8m^3 A_s}{\sum l_{eff,1} t_p^3} \quad (4.42)$$

Falta agora compreender o significado de $\sum l_{eff,1}$ o qual se apresenta na definição geral de comprimento total efetivo de uma peça em T, $\sum l_{eff}$. Uma vez que a definição da resistência do componente deve, pelo EC3-1-8 [1], seguir as regras preconizadas no dimensionamento da chapa de extremidade sujeita à flexão (a qual remete para o estudo da resistência pelo método da peça em T equivalente tracionada face à resistência) a definição destes comprimentos efetivos segue a metodologia apresentada para o estudo deste componente, tal como já foi referido. Portanto, sabendo que os chumbadouros podem romper de forma circular ou não e que apenas ocorre tração na linha de parafusos que se encontra na parte saliente do banzo do pilar tracionado, será exposta a forma de definir o comprimento efetivo nestas condições.

O comprimento efetivo do banzo de uma peça em T, admitindo rotura circular dos chumbadouros, $l_{eff,cp}$ corresponde ao menor dos seguintes comprimentos:

$$l_{eff,cp} = \min(l_1; l_2; l_3) \quad (4.43)$$

Considerando l_1 , ver Figura 4.5, l_2 e l_3 como:

$$l_1 = 2\pi m_x \quad (4.44)$$

$$l_2 = \pi m_x + w \quad (4.45)$$

$$l_3 = \pi m_x + 2e \quad (4.46)$$

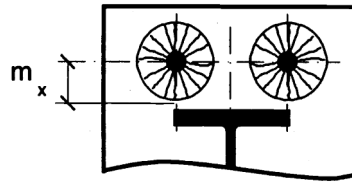


Figura 4.5 – Modo de rotura circular de l_1 [5]

No entanto, tal como já foi referido, a rotura pode ocorrer de forma não circular, o que proporciona que o comprimento efetivo de uma peça em T, $l_{eff,nc}$, seja quantificado da seguinte forma:

$$l_{eff,nc} = \min(l_1; l_2; l_3; l_4) \quad (4.47)$$

Sabendo que os comprimentos l_1 , ver Figura 4.6, l_2 , ver Figura 4.7, l_3 , ver Figura 4.8, e l_4 ver Figura 4.9 devem ser considerados como:

$$l_1 = 4m_x + 1.25e_x \quad (4.48)$$

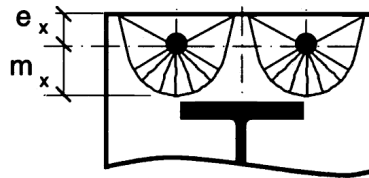


Figura 4.6 – Modo de rotura não circular de l_1 [5]

$$l_2 = e + 2m_x + 0.625e_x \quad (4.49)$$

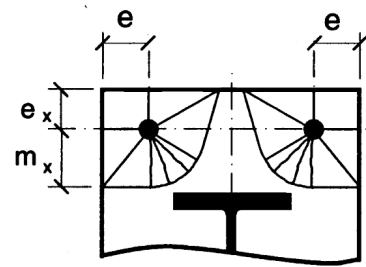
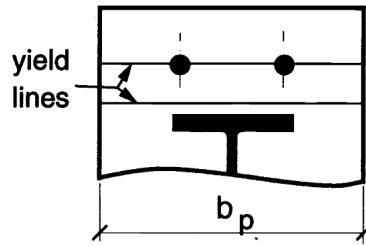
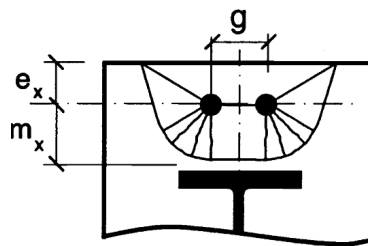


Figura 4.7 – Modo de rotura não circular de l_2 [5]

$$l_3 = 0.5b_p \quad (4.50)$$


 Figura 4.8 – Modo de rotura não circular de l_3 [5]

$$l_4 = 0.5w + 2m_x + 0.625e_x \quad (4.51)$$


 Figura 4.9 – Modo de rotura não circular de l_4 [5]

Uma vez definidos os valores dos comprimentos efetivos de uma peça em T equivalente tracionada para os troços circulares e não circulares pode-se concluir que o modo 1 corresponde ao comprimento condicionante, isto é o que for menor entre o circular e não circular e o modo dois corresponde sempre ao modo de rotura não circular.

A cláusula 6.2.6.5 (4) do EC3-1-8 [1] refere que l_{eff} deve ser determinado de acordo com a cláusula 6.2.4.2 utilizando os valores indicados no quadro 6.6 para cada linha de parafusos. O referido quadro possui informação correspondente ao que foi anteriormente apresentado e a cláusula 6.2.4.2 refere o seguinte:

“No caso de uma linha de parafusos isolada, $\sum l_{eff}$, deverá ser considerado igual ao comprimento efetivo l_{eff} tabelado em 6.2.6 para essa linha de parafusos considerada como estando isolada”, ou seja:

$$\sum l_{eff,1} = l_{eff,1} \quad (4.52)$$

$$\sum l_{eff,2} = l_{eff,2} \quad (4.53)$$

$$\sum l_{eff} = \min(l_{eff,1}; l_{eff,2}) \quad (4.54)$$

Uma vez apresentados os conceitos de comprimento efetivo, define-se todos os parâmetros envolvidos na verificação das condições necessárias ao desenvolvimento de forças de alavanca, tal como exposto.

Assim, neste momento poder-se-ão definir as variáveis que influenciam a determinação das forças de cálculo da resistência do banzo de uma peça em T, tal como apresentado no quadro 4.1.

Neste sentido, define-se os momentos plásticos resistentes para os modos de rotura 1 e 2. Estes modos de rotura, no entanto, correspondem às situações de rotura das peças em T, os quais foram apresentados no início do presente ponto.

Assim, se estiver a tratar a rotura resultante da plastificação total dos banzos do componente o momento plástico é definido da seguinte forma:

$$M_{pl,1,Rd} = 0.25 \sum l_{eff,1} t_p^2 f_y / \gamma_{M0} \quad (4.55)$$

Se se considerar o modo de rotura decorrente da rotura dos chumbadouros com plastificação dos banzos temos:

$$M_{pl,2,Rd} = 0.25 \sum l_{eff,2} t_p^2 f_y / \gamma_{M0} \quad (4.56)$$

Devido ao exposto nas expressões (4.52) e (4.53), as expressões (4.55) e (4.56) podem, no contexto definido, ser definidas como:

$$M_{pl,1,Rd} = 0.25 l_{eff,1} t_p^2 f_y / \gamma_{M0} \quad (4.57)$$

$$M_{pl,2,Rd} = 0.25 l_{eff,2} t_p^2 f_y / \gamma_{M0} \quad (4.58)$$

Deve-se notar que o parâmetro t_p está definido na Figura 2.4.

O modo de rotura 3 caracteriza-se pelo destaque os chumbadouros da ligação, tal como se encontra ilustrado na Figura 4.3 (c). Este fenómeno pode resultar de dois acontecimentos distintos, da rotura propriamente dita dos chumbadouros à tração bem como do possível escorregamento entre o betão e o chumbadouro, segundo a cláusula 6.2.6.12 do EC3-1-8 [1]. Portanto, o valor de cálculo da resistência do componente é igual ao menor dos valores resultantes da resistência à tração do chumbadouro, ver quadro 3.6 do EC3-1-8 [1], e da resistência ao escorregamento entre o betão e o chumbadouro, definida de acordo com a cláusula 8.4.2 do EC2-1-1 [3], ou seja:

$$F_{t,Rd} = \min \{ F'_{t,Rd}; F_{bd} \} \quad (4.59)$$

O valor da resistência à tração do chumbadouro, $F'_{t,Rd}$ quantifica-se como:

$$F'_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (4.60)$$

O valor do parâmetro k_2 depende do tipo de cabeça que o chumbadouro apresenta, ou seja se esta é embebida $k_2 = 0,63$ senão $k_2 = 0,90$.

A quantificação da resistência ao escorregamento entre o betão e o chumbadouro não surge diretamente no regulamento sob a forma de força mas sim de tensão. Porém, sabe-se que esta se desenvolve ao longo da superfície de contacto entre o chumbadouro e o betão, o que permite definir a força.

Neste sentido, o valor de cálculo da tensão de rotura de aderência, f_{bd} , pode quantificar-se como:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (4.61)$$

O valor de η_1 depende das condições de aderência do varão. Nas ligações de base de pilar é sempre possível criarem-se condições de boa aderência e, portanto, $\eta_1 = 1$.

A expressão (4.61) é ainda dependente do parâmetro η_2 o qual reflete o efeito do diâmetro do varão na definição da resistência. Perante uma situação em que os diâmetros são iguais ou inferiores a 32 [mm], $\eta_2 = 1$. No entanto, para diâmetros superiores a 32 [mm] deve-se determinar o valor de η_2 à custa da seguinte expressão:

$$\eta_2 = \frac{(132 - d)}{100} \quad (4.62)$$

Para finalizar a quantificação da resistência ao escorregamento falta apresentar a forma como se determina o valor de cálculo da resistência do betão à tração, f_{ctd} , o qual resulta da seguinte equação:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_c \quad (4.63)$$

O parâmetro definido como α_{ct} introduz os efeitos de longo prazo na resistência à tração e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada, no entanto, se nada for dito em contrário o valor recomendado é 1. O valor de $f_{ctk,0,05}$ é definido à custa da classe de betão escolhido correspondendo ao valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples, o qual se pode encontrar no quadro 3.1 do EC2-1-1 [3].

Devido à crescente fragilidade do betão com o aumento da resistência, $f_{ctk,0,05}$ deverá ser limitado, para o presente efeito, ao valor correspondente à classe C60/75, a não ser que possa ser verificado que a tensão de rotura média da aderência aumenta para além deste limite, o que no presente estudo não se prevê ocorrer.

Neste ponto esta-se em condições de determinar a força resistente máxima a partir da qual ocorre o fenómeno em abordagem, F_{bd} , a qual é obtida pelo produto entre esta tensão resistente, f_{bd} , e a área de contacto, isto é a superfície exterior do chumbadouro:

$$F_{bd} = (2\pi d L_{chumb}) f_{bd} \quad (4.64)$$

Sabendo que d corresponde ao diâmetro nominal do chumbadouro e que L_{chumb} é o comprimento do chumbadouro em contato com o betão, definidos de acordo com o ponto 2.2.4 da presente dissertação.

4.2.2. DEFINIÇÃO DA RESISTÊNCIA GLOBAL DA LIGAÇÃO

No presente parágrafo propõe-se determinar as características de resistência da ligação face às quatro possibilidades de carregamento:

Caso 1: Ligação sujeita à ação do esforço axial;

Caso 2: Ligação sujeita à ação da flexão composta;

Caso 3: Ligação sujeita à ação do esforço transversal;

Deve-se esclarecer que o caso 3 pode ocorrer ou não simultaneamente com os casos 1 e 2. Se o esforço transversal tiver lugar juntamente com esforços axiais e/ou momentos fletores é necessário incluir o efeito de interação entre a tração nos chumbadouros e o corte, a qual limita a resistência disponível para os chumbadouros, na medida em que estes também têm que resistir ao corte, como se explica no ponto 4.2.2.4.

4.2.2.1. Resistência ao esforço axial, $N_{j,Rd}$

A resistência de cálculo de uma ligação que apenas se encontre solicitada por um esforço axial de compressão deve ser determinada de acordo com a cláusula 6.2.8.2 do EC3-1-8 [1]. Esta depende da resistência de cálculo do componente 2, betão comprimido e argamassa de selagem comprimidos e chapa de base fletida por efeito da compressão.

Numa ligação centrada relativamente ao pilar solicitada apenas pelo esforço axial o valor de cálculo da resistência à compressão, $N_{j,Rd}$, deve resultar da soma do valor de cálculo da resistência das três peças em T, as quais são apresentadas na Figura 4.10.

Legenda:

- 1 Peça em T nº1
- 2 Peça em T nº2
- 3 Peça em T nº3

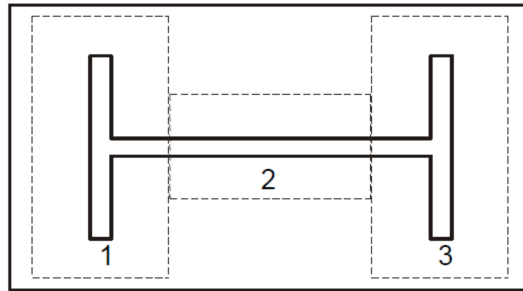


Figura 4.10 – Peça em T sem sobreposição [3]

A resistência do presente elemento determina-se à custa da resistência do componente 2, definido em 4.2.1.2, o qual calcula a resistência da peça em T nº1, à custa da expressão (4.3). Uma vez determinada a resistência desta peça, encontra-se a resistência da peça nº 3 pois são iguais e, conseqüentemente, pode-se determinar a resistência da peça nº2 uma vez que esta apresenta a mesma resistência à compressão localizada da peça nº2, ou seja sabemos f_{jd} e a área efetiva é determinada da seguinte forma:

$$b_{eff,2} = h_c - 2t_{fc} - 2y_y \quad (4.65)$$

$$l_{eff,2} = t_c + 2c \quad (4.66)$$

Assim o valor resistente da ligação, nestas condições, é dado pela seguinte expressão:

$$N_{j,Rd} = 2 * F'_{C,Rd} + f_{jd} b_{eff,2} l_{eff,2} \quad (4.67)$$

Sendo h_c , t_{fc} e t_c são definidos na Figura 2.7 enquanto y_y determina-se de acordo com a expressão (4.7) e c pela expressão (4.9).

No entanto, há casos em que as peças em T nº 1 e 3 são tão grandes que não permitem que a peça em T nº 2 tenha lugar (tal ocorre quando o resultado da expressão (4.65) é menor ou igual a zero). Nestes casos, a resistência da ligação é dada pelo dobro da resistência à compressão do componente 2, ou seja:

$$N_{j,Rd} = 2F'_{C,Rd} \quad (4.68)$$

4.2.2.2. Resistência à flexão composta, $N_{j,Rd}$ e $M_{j,Rd}$

O valor de cálculo da resistência ao momento fletor das bases de pilares $M_{j,Rd}$ quando estas se encontram sujeitas à ação do esforço axial N_{Ed} e momento fletor M_{Ed} deve realizar-se de acordo como exposto no quadro 6.7 do EC3-1-8 [1].

Importa ressaltar que esta abordagem devia conduzir aos mesmos valores resistentes do ponto 4.2.2.1 quando o valor atuante de momento fletor tende para zero (se a força condicionante de compressão for a correspondente ao componente 2), no entanto, tal não acontece na medida em que esta abordagem não considera a contribuição da área de betão situada imediatamente abaixo da alma do pilar i.e peça em T nº2 da Figura 4.10, conduzindo a valores resistentes inferiores aos reais. Se a ação condicionante à compressão é o componente 1, tal implica que a resistência resulta da consideração de uma força muito inferior o que conduz a valores resistentes muito mais pequenos do que os considerados no ponto anterior que não considera sequer o componente 1, uma vez que não prevê a atuação de qualquer momento.

Neste sentido, o quadro 4.2 indica as expressões que possibilitam a quantificação da resistência à flexão, para a ocorrência de ações do tipo momento fletor e esforço axial.

Quadro 4.2 – Valor de cálculo do momento resistente $M_{j,Rd}$ das bases de pilares

Caso	Esforço dominante	z	$M_{j,Rd}$	
1	Tração	$z = 2z_T$	1.1	1.2
			$N_{Ed} > 0$ e $0 < e < z_T$	$N_{Ed} > 0$ e $-z_T < e \leq 0$
			O menordos valores	
			$\frac{F_{T,Rd} z}{z_T / e + 1}$	$\frac{F_{T,Rd} z}{z_T / e + 1}$
2	Compressão	$z = 2z_C$	2.1	2.2
			$N_{Ed} \leq 0$ e $-z_C < e \leq 0$	$N_{Ed} \leq 0$ e $0 < e < z_C$
			O menordos valores	
			$\frac{-F_{C,Rd} z}{z_C / e + 1}$	$\frac{-F_{C,Rd} z}{z_C / e - 1}$
3	Flexão negativa	$z = z_C + z_T$	3.1	3.2
			$N_{Ed} > 0$ e $e < -z_T$	$N_{Ed} \leq 0$ e $e > z_C$
			O menordos valores	
			$\frac{-F_{C,Rd} z}{z_T / e + 1}$	$\frac{F_{T,Rd} z}{z_C / e - 1}$
4	Flexão positiva	$z = z_T + z_C$	4.1	4.2
			$N_{Ed} > 0$ e $e > z_T$	$N_{Ed} \leq 0$ e $e < -z_C$
			O menordos valores	
			$\frac{F_{T,Rd} z}{z_C / e + 1}$	$\frac{-F_{C,Rd} z}{z_T / e - 1}$

O momento fletor é arbitrado como positivo no sentido do ponteiro dos relógios.
A tração considerada é positiva.

Atendendo ao que já foi mencionado no Capítulo 3 para compreender a diferença existente entre a abordagem apresentada pelo EC3-1-8 [1] quanto à forma de determinar o momento resistente (quadro 6.7 do EC3-1-8). Na realidade, não há nenhuma diferença real, apenas se introduz simplificações dos parâmetros utilizados, as quais são devidamente justificadas no Capítulo 3. Outra diferença importante consiste nos limites de excentricidade pois após a aplicação da ferramenta conclui-se que os limites fechados da excentricidade conduzem a problemas nas forças sendo, portanto, mais correto considerar intervalos de excentricidade abertos.

As forças de tração e compressão de uma ligação nas zonas esquerda, $F_{T,Rd}$, e direita, $F_{C,Rd}$, devem ser quantificadas à custa das expressões (3.3) e (3.4) as quais são obtidas com a nomenclatura apresentada devido à simplificação apresentada pelas expressões (3.34) e (3.35). Quando às parcelas dos braços dos binários à tração, z_T , e compressão, z_C , estas devem ser determinados de acordo com as expressões (3.32) e (3.33).

Após a apresentação de todos os parâmetros necessários ao cálculo de $M_{j,Rd}$ podemos determiná-lo de duas formas. A mais simples consiste na definição dos valores $(M_{j,Rd}; N_{j,Rd})$ correspondentes a uma determinada combinação de ação $(M_{Ed}; N_{Ed})$ à custa do sinal de N_{Ed} e do intervalo de excentricidade ao qual a excentricidade das ações pertence, tal como se compreende pela simples observação do quadro 4.2. Outra forma de dimensionar a ligação consiste na obtenção de um gráfico resistente momento fletor-esforço axial à custa da representação de todos os possíveis valores de e , sabendo que:

$$N_{j,Rd} = \frac{M_{j,Rd}}{e} \quad (4.69)$$

A curva de interação é de enorme utilidade pois permite de forma simples e intuitiva a verificação imediata da resistência da ligação a qualquer ação. Deve ainda notar-se que o desenvolvimento das curvas de interação permite identificar o componente que condiciona a resistência a uma determinada ação ou perceber se há sobredimensionamento da ligação face às ações para as quais pretendemos dimensionar a ligação. Portanto, para obtermos uma ligação segura e económica deve-se garantir que a combinação de ação mais desfavorável fica dentro da curva que apresenta valores resistentes de momento fletor e esforço axial inferiores aos atuantes e que essa mesma curva admite a ocorrência de esforços transversos superiores ao esforço transversal mais desfavorável. No entanto, quando se pretendem valores resistentes superiores deve-se entender se quer valores ligeiramente superiores, uma vez que não se quer ligações muito sobredimensionadas.

Para compreender melhor o alcance do exposto os exemplos do Capítulo 5 permitirão abordar todas estas questões.

4.2.2.3. Resistência ao esforço transversal, $V_{j,Rd}$

A resistência ao esforço transversal total resulta da capacidade resistente combinada da resistência desenvolvida pelo atrito entre a chapa de base e a argamassa de selagem, $F_{f,Rd}$ e da resistência ao esforço transversal dos chumbadouros, $nnF_{vb,Rd}$, sendo $F_{vb,Rd}$ a resistência ao esforço transversal de um chumbadouro. Esta última é correspondente ao fenómeno condicionante que lhes está associado, esmagamento, $F_{1,vb,Rd}$ ou corte da secção transversal do chumbadouro, $F_{2,vb,Rd}$.

Deve notar-se que nn corresponde ao número total de chumbadouros que a ligação possui e que esta é a nomenclatura escolhida para não haver confusão com n apresentado na expressão (4.37).

O valor de cálculo da resistência ao esforço transversal considerando o atrito entre a chapa de base e a camada de argamassa de selagem, corte e esmagamento dos chumbadouros, $F_{v,Rd}$ (sem se considerar a existência de elementos específicos de resistência ao esforço em análise) é determinado, segundo a cláusula 6.2.2 do EC3-1-8 [1], pela seguinte expressão:

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{vb,Rd} \quad (4.70)$$

A força de atrito existente entre a chapa de base e a argamassa de selagem, designado valor de cálculo da resistência ao esforço transversal dos chumbadouros, $F_{f,Rd}$, é determinada da seguinte forma:

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed} \quad (4.71)$$

Uma vez que a argamassa de selagem, no contexto da presente dissertação, é materializada à custa de areia e cimento o coeficiente de atrito deve ser:

$$C_{f,d} = 0.20 \quad (4.72)$$

No entanto, deixa-se aqui a ressalva que para outros tipos de argamassa deve-se determinar o valor concreto do coeficiente através de ensaios de acordo com a EN 1990, Anexo D.

O valor de esforço axial é de compressão, se, porém, o caso em estudo envolver forças de tração, não se desenvolve atrito e necessariamente $F_{f,Rd} = 0$.

Quanto ao valor de cálculo da resistência ao esforço transversal de um chumbadouro, $F_{vb,Rd}$, tal como já foi devidamente introduzido o seu valor é expresso por:

$$F_{vb,Rd} = \min(F_{1,vb,Rd}; F_{2,vb,Rd}) \quad (4.73)$$

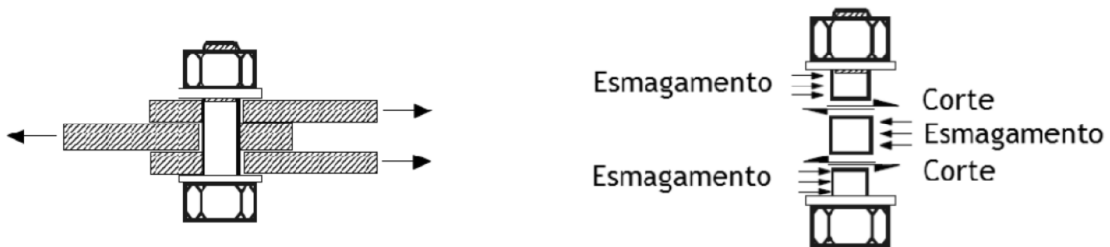


Figura 4.11 – Esquema representativo do efeito do corte nas chapas e chumbadouros [6]

Neste sentido, a expressão que permite quantificar o valor de cálculo da resistência ao esmagamento $F_{1,vb,Rd}$ é dada por:

$$F_{1,vb,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t_p}{\gamma_{M2}} \quad (4.74)$$

Para o efeito os coeficientes α_b e k_1 são definidos como:

$$\alpha_b = \min\left(\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1, 0\right) \quad (4.75)$$

$$k_1 = \min \left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 ; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right) \quad (4.76)$$

A expressão de cálculo de k_1 deve-se ao facto das linhas de chumbadouros encontrarem-se sempre nas extremidades ou seja, entre o banzo do perfil constituinte do pilar e o bordo da chapa de base.

O parâmetro α_d da expressão (4.71) é dado por:

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} \quad (4.77)$$

O valor resistente ao corte do chumbadouro, por plano de corte, é determinado à custa da seguinte Equação:

$$F_{2, vb, Rd} = k \frac{\alpha_{bc} f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (4.78)$$

O coeficiente k surge na expressão por forma a regular a resistência da chapa ao esmagamento face à interferência da classe dos chumbadouros. Neste sentido, deve-se usar $k=0.85$ se os chumbadouros pertencerem às classes de resistência 8.8 e 10.9. Se, pelo contrário, o chumbadouro for de classes 4.6 ou 5.6 o seu valor deverá ser 1.

Quanto a α_{bc} , este é um parâmetro que deve ser quantificado à custa de:

$$\alpha_{bc} = 0,44 - 0,0003 f_{yb} \quad (4.79)$$

Deve-se atentar que segundo o regulamento o valor da tensão de cedência do chumbadouro deve encontrar-se definido no seguinte intervalo:

$$235 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N / mm}^2 \quad (4.80)$$

No entanto, se ocorrerem valores de esforço transversal elevados devem-se aplicar elementos específicos para lhe resistir como conetores rígidos ou pernos de cabeça porém o método de determinação da resistência ao esforço transversal não é a apresentada.

Existe divergência entre o cálculo do esmagamento da chapa segundo o EC3-1-8 [1], uma vez que quando apresenta o fenómeno isolado não considera α_{bc} mas sim α_v , porém vamos manter a designação apresentada pois é a que surge no âmbito do dimensionamento das ligações.

4.2.2.4. Resistência resultante da interação da flexão composta e esforço transversal, $N_{j,Rd}$, $M_{j,Ed}$ e $V_{j,Rd}$

Quando os chumbadouros se encontram tracionados numa ligação sujeita a esforço transversal o efeito combinado conduz à perda de resistência do chumbadouro à tração a partir de determinado valor de esforço transversal.

A condição que materializa o designado comportamento é a seguinte:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (4.81)$$

Se de facto existirem níveis de esforço transversal que representem a quebra de resistência à tração, a força resistente do componente 3 pode ser reduzida. Para melhor compreender o fenómeno considere-

se na aplicação de um esforço transversal atuante igual ao resistente, isto é não há capacidade resistente à tração nenhuma sendo a resistência do componente nula. Assim este efeito é deveras importante e deve ser contabilizado ao nível da determinação da resistência da chapa de base fletida por efeito da compressão.

4.3. RIGIDEZ DA LIGAÇÃO

4.3.1. QUANTIFICAÇÃO DA RIGIDEZ DOS COMPONENTES BÁSICOS

A rigidez dos componentes básicos não se exprime diretamente, mas sim à custa do coeficiente de rigidez os quais são determinados pelas expressões indicadas no quadro 4.3.

Quadro 4.3 – Coeficientes de rigidez dos componentes básicos das bases de pilares

Componente	Comportamento do componente	Coeficiente de rigidez	
1	Betão comprimido incluindo a argamassa de assentamento e a chapa fletida por efeito da compressão	$k_{13} = \frac{E_c \sqrt{(b_{eff} l_{eff})}}{1,275 E}$	
		Com forças de alavanca	Sem forças de alavanca
2	Chapa de base fletida sob o efeito da tração	$k_{15} = \frac{0,425 l_{eff}^3 t_p^3}{m^3}$	$k_{15} = \frac{0,85 l_{eff}^3 t_p^3}{m^3}$
		Com forças de alavanca	Sem forças de alavanca
3	Chumbadouros tracionados	$k_{16} = \frac{2,0 A_s}{L_b}$	$k_{16} = \frac{1,6 A_s}{L_b}$

A nomenclatura aplicada aos coeficientes corresponde à apresentada no EC 3-1-8 [1]. Há efeito de alavanca se se aplicar o exposto na equação (4.39) ou seja $L_b \leq L_b^*$ os quais se determinam por recurso às expressões (4.40) e (4.41).

4.3.2. DEFINIÇÃO DA RIGIDEZ GLOBAL DA LIGAÇÃO, $S_{j,ini}$

Tal como para a resistência, apresentou-se no Capítulo 3 a dedução da expressão do caso de carregamento tipificado 4.1, à custa da qual se compreende a forma como se obtêm as expressões de cálculo da rigidez da ligação, $S_{j,ini}$ apresentadas no quadro 4.4.

Quadro 4.4 – Rigidez de rotação $S_{j,ini}$ das bases de pilares

Caso	Esforço dominante	z	$M_{j,Rd}$	
1	Tração	$z = z_{t,l} + z_{t,r}$	1.1	1.2
			$N_{Ed} > 0$ e $0 < e < z_T$	$N_{Ed} > 0$ e $-z_T < e \leq 0$
			$\frac{Ez^2}{\mu(2/k_T)}$	$e_k = \frac{z_T k_T - z_T k_T}{2k_T} = 0$
2	Compressão	$z = z_{c,l} + z_{c,r}$	2.1	2.2
			$N_{Ed} \leq 0$ e $-z_C < e \leq 0$	$N_{Ed} \leq 0$ e $0 < e < z_C$
			$\frac{Ez^2}{\mu(2/k_C)}$	$e_k = \frac{z_C k_C - z_C k_C}{2k_C} = 0$
3	Flexão negativa	$z = z_{c,l} + z_{t,r}$	3.1	3.2
			$N_{Ed} > 0$ e $e \leq -z_T$	$N_{Ed} \leq 0$ e $e > z_C$
			$\frac{Ez^2}{\mu(1/k_C + 1/k_T)} \frac{e}{e + e_k}$	$e_k = \frac{z_T k_T - z_C k_C}{k_C + k_T}$
4	Flexão positiva	$z = z_{t,l} + z_{c,r}$	4.1	4.2
			$N_{Ed} > 0$ e $e > z_T$	$N_{Ed} \leq 0$ e $e \leq -z_C$
			$\frac{Ez^2}{\mu(1/k_T + 1/k_C)} \frac{e}{e + e_k}$	$e_k = \frac{z_C k_C - z_T k_T}{k_T + k_C}$

O momento fletor é arbitrado como positivo no sentido do ponteiro dos relógios.

A tração considerada é positiva.

Uma vez definidos os coeficientes de rigidez correspondentes aos componentes é necessário determinar a rigidez de tração e compressão à esquerda e direita da ligação.

A rigidez de tração e compressão à esquerda e direita da ligação são apresentadas nas equações (3.1) e (3.2) simplificadas pelas expressões (3.36) e (3.37). Enquanto as parcelas do braço do binário para cada situação resulta da consideração do exposto nas expressões (3.32) e (3.33).

Quanto ao coeficiente de relação da rigidez, μ , este deve ser quantificado da forma que a seguir se descreve.

Se o momento fletor atuante, M_{Ed} , pertencer ao intervalo $0 \leq M_{Ed} \leq \frac{2}{3} M_{j,Rd}$ então: (4.82)

$$\mu = 1$$

Porém, para momentos fletores atuantes, M_{Ed} , compreendidos no intervalo $\frac{2}{3} M_{j,Rd} < M_{Ed} \leq M_{j,Rd}$, o coeficiente μ deve ser determinado segundo a expressão da seguinte forma:

$$\mu = \left(1.5 \frac{M_{Ed}}{M_{j,Rd}} \right)^{2.7} \quad (4.83)$$

Importa salientar que o coeficiente de rigidez começa a reduzir a rigidez da ligação quando o momento fletor atuante excede aproximadamente 67% do momento fletor resistente. O coeficiente varia entre um e aproximadamente três. Para melhor se compreender a sua real importância vamos atentar na expressão da rigidez da ligação (3.57) e perceber de que forma este coeficiente interfere. Portanto,

atentando na análise na primeira parcela da equação $1/\mu$ podemos verificar que esta possui o comportamento descrito na Figura 4.12.

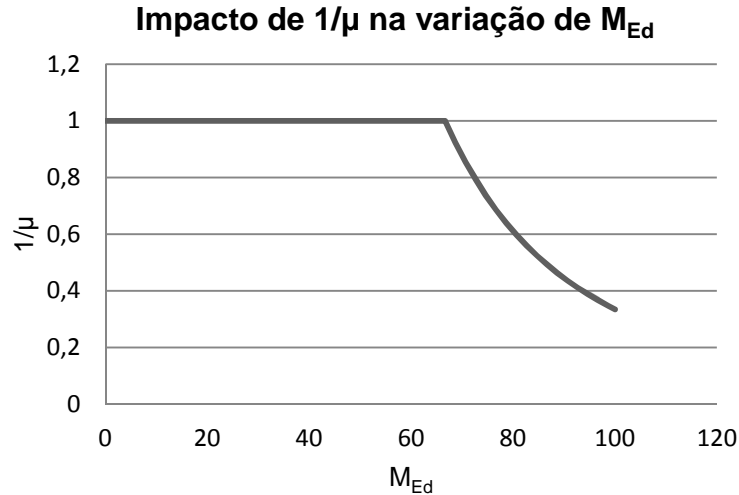


Figura 4.12 – Variação da rigidez em função do momento atuante

Pela análise do gráfico pode-se compreender que este fator, no limite, reduz a rigidez da ligação até 67%, isto se o momento fletor atuante atingir a resistência máxima da ligação, uma vez que terem-se aproximadamente um terço da rigidez quando comparada com situações nas quais o momento fletor atuante é inferior a $2/3 M_{j,Rd}$.

4.4. CLASSIFICAÇÃO DA RIGIDEZ DA LIGAÇÃO

A rigidez de uma ligação é classificada quanto à sua rigidez de rotação comparando a rigidez de rotação inicial da ligação, $S_{j,ini}$, com os limites de classificação, tal como é devidamente apresentado na cláusula 5.2.2 do EC3-1-8 [1].

Neste sentido, a base de um pilar pode ser considerada rígida se se encontrar numa estrutura de nós fixos ou seja, se o sistema de contraventamento reduzir o deslocamento horizontal, no mínimo, 80%, se se poder desprezar os efeitos das deformações e se se verificar uma das seguintes situações:

$$\overline{\lambda}_0 \leq 0,5 \quad (4.84)$$

$$0,5 < \overline{\lambda}_0 < 3,93 \text{ e } S_{j,ini} \geq 7(2\overline{\lambda}_0 - 1)EI_c / L_c \quad (4.85)$$

$$\overline{\lambda}_0 \geq 3,93 \text{ e } S_{j,ini} \geq 48EI_c / L_c \quad (4.86)$$

Note-se que o parâmetro $\overline{\lambda}_0$ corresponde à esbelteza de um pilar cujas extremidades se admitem articuladas, L_c é a altura do pilar e I_c a inércia da secção transversal do pilar.

No entanto, se a estrutura não se incluir nas premissas necessárias para ser considerada de nós fixos ou seja se for de nós móveis, a ligação é rígida se apresentar valores de rigidez superiores a:

$$S_{j,ini} \geq 30EI_c / L_c \quad (4.87)$$

A Figura 4.13 apresenta o limite de rigidez relativo ao caso particular correspondente a uma esbelteza do pilar de $\bar{\lambda}_0 = 1.36$ que se quantifica como:

$$S_{j,ini} = \frac{12EI_c}{L_c} \quad (4.88)$$

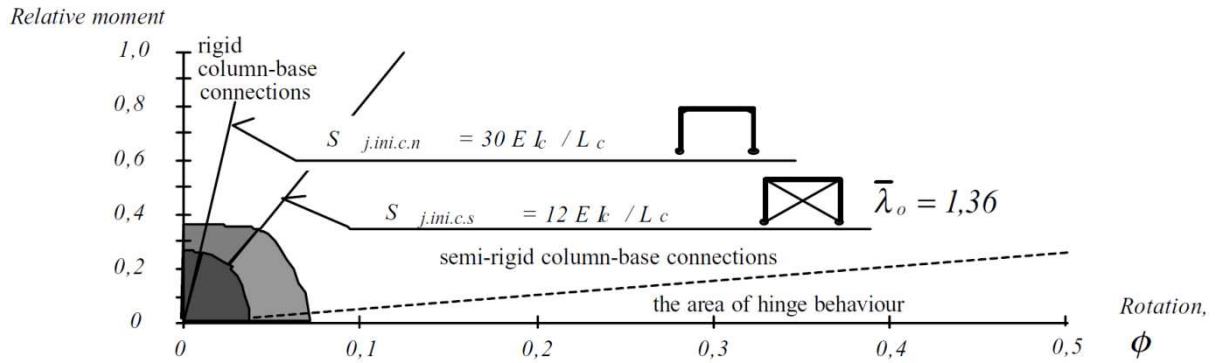


Figura 4.13 – Limites de classificação da rigidez para diferentes tipos de estruturas [11]

Falta agora apresentar os conceitos de esbelteza de um pilar cujas extremidades se admitem articuladas, $\bar{\lambda}_0$, o qual deve ser determinado à custa da seguinte expressão:

$$\bar{\lambda}_0 = \frac{l_0}{i\lambda_1} \quad (4.89)$$

Note-se que o comprimento efetivo do pilar l_0 deve ser considerado igual ao seu comprimento real, L_c , uma vez que se admitem extremidades articuladas no cálculo.

Os coeficientes apresentados no denominador da expressão de cálculo da esbelteza são o raio de giração da secção transversal do pilar, i , bem como λ_1 , os quais se podem determinar por recurso às seguintes equações:

$$i = \sqrt{I_c / A_c} \quad (4.90)$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{E_c / f_y} \quad (4.91)$$

4.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente Capítulo apresentou todas as considerações necessárias à compreensão das regras de dimensionamento das ligações de bases de pilares metálicos quando estas admitem a ação de esforços axiais, transversos e momentos fletores segundo o regulamento europeu atualmente em vigor, EC 3-1-8 [1].

O capítulo seguinte tem como objetivo dimensionar ligações de bases de pilares de acordo como exposto no presente Capítulo.

5

EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

5.1. INTRODUÇÃO

O propósito do presente capítulo consiste na demonstração do procedimento de cálculo necessário ao dimensionamento de ligações de bases de pilares, segundo a metodologia seguida na ferramenta de cálculo especialmente desenvolvida para o efeito, à luz das normativas europeias atualmente em vigor, nomeadamente EC3-1-8 [1], e restantes códigos relacionados, nomeadamente, EC3-1-1 [2] e EC2-1-1 [3].

Neste sentido, proceder-se-á ao cálculo das ligações de bases de pilares de dois pórtico de pavilhões industriais adaptados da tese elaborada por Oliveira [7] que se pretendem rígidas e resistentes às ações definidas de acordo com o Eurocódigo 1.

O dimensionamento das ligações dos pórticos surgem a jusante do dimensionamento estrutural, o qual fornece as combinações de ações mais desfavoráveis para as ligações, a secção transversal do pilar bem como outras características relevantes ao estudo como será devidamente explanado na apresentação das estruturas para as quais pretendemos calcular as referidas ligações.

5.2. ENQUADRAMENTO DOS CASOS DE ESTUDO DOS PT1 E PT2

5.2.1. PÓRTICO 1, PT1

Pretende-se calcular as ligações das bases dos pilares P1 e P2 do pórtico de um pavilhão industrial, representado na Figura 5.1.

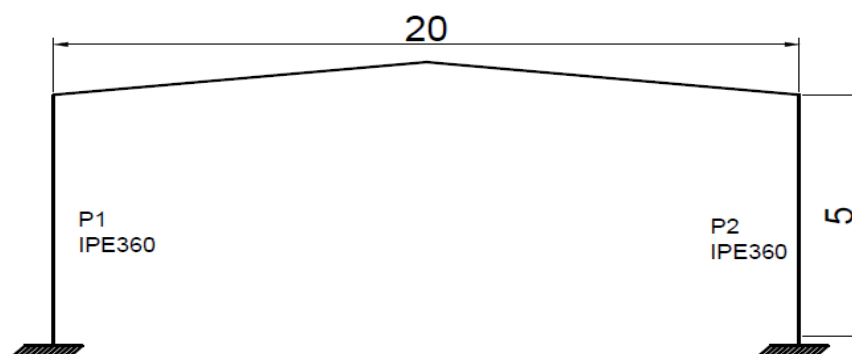


Figura 5.1 – Definição geométrica do pórtico 1

O pórtico apresenta pilares com 5[m] de desenvolvimento, materializados através de secções transversais do tipo IPE 360 de classe 235, o que resultou da análise de um esquema estrutural com condições de encastramento ao nível das bases dos pilares e caracteriza-se por ser uma estrutura de nós fixos.

Dado o âmbito do trabalho, não se pretende alterar as condições de apoio do esquema estrutural que justifica a solução relativa aos elementos ou seja, as ligações a dimensionar devem, simultaneamente, garantir rigidez e resistência relativamente ao esforço axial, momento fletor e esforço transversal atuantes críticos.

As ações mais desfavoráveis apresentam-se sob a forma de duas combinações, sendo a combinação 1 caracterizada por possuir a ação variável base sobrecarga e a combinação 2 a ação variável base vento.

Neste sentido, pretende-se definir uma ligação rígida e resistente relativamente às combinações de ações quantificadas nos quadros 5.1 e 5.2 para os pilares P1 e P2, respetivamente.

Quadro 5.1 – Ações no pilar P1 do pórtico PT1 [7]

Combinações	M_{Ed} [kN.m]	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]
1	125.00	-87.19	61.40
2	11.10	-59.50	7.20

Quadro 5.2 – Ações no pilar P2 do pórtico PT1 [7]

Combinações	M_{Ed} [kN.m]	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]
1	125.00	-87.19	61.40
2	94.00	-44.00	38.00

Tal como é facilmente compreendido pela observação dos quadros 5.1 e 5.2 a combinação de ações mais desfavorável é comum aos pilares P1 e P2 o que permitirá obtermos soluções de ligações iguais para os dois pilares. No entanto, para justificar o referido proceder-se-á ao estudo do pilar P1 e P2 para as combinações de ações 1 e 2, no entanto os pilares P1 e P2 serão tratados face à combinação 1, simultaneamente.

5.2.2. PÓRTICO 2, PT2

O presente ponto surge no âmbito da definição de duas ligações de bases de pilares metálicos P1 e P2 pertencentes ao pórtico de um pavilhão industrial representado na Figura 5.2.

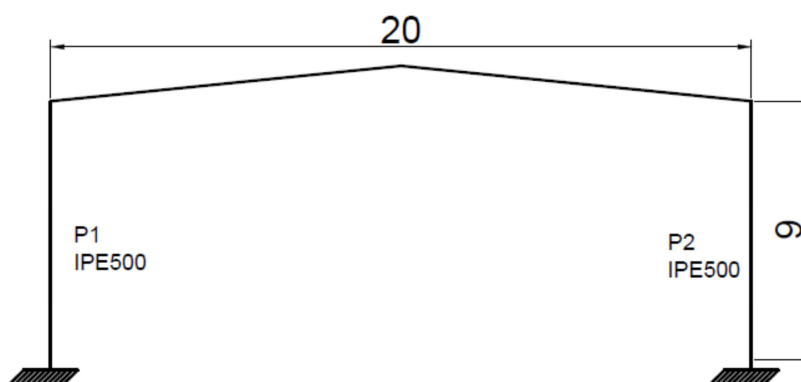


Figura 5.2 – Definição geométrica do pórtico 2

A composição dos elementos do pórtico resulta da análise de um esquema de cálculo modelado com apoios rígidos, da qual resultou a materialização de pilares do tipo IPE 500 de classe 235, os quais se desenvolvem ao longo de 9 [m]. O estudo do pórtico permitiu também concluir que este se comporta como uma estrutura de nós fixos.

Por forma a não ser necessário redefinir toda a estrutura pretende-se concretizar ligações para as bases dos pilares P1 e P2 resistentes e que mantenham as condições segundo as quais estes foram concretizados, ou seja a ligação deve ser rígida, para as combinações de ações críticas.

Neste caso de estudo, as ações mais desfavoráveis, segundo o Eurocódigo 1, apresentam-se sob a forma de duas combinações de ações, a primeira caracterizada por possuir como ação variável base o vento e a segunda a neve.

Face ao exposto pretende-se definir duas ligações rígidas e resistentes, relativas a P1 e a P2, as quais são solicitados pelas combinações de ações quantificadas nos quadros 5.3 e 5.4.

Quadro 5.3 – Ações no pilar P1 do pórtico PT2 [7]

Combinações	M_{Ed} [kN.m]	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]
1	23.50	-143.20	9.00
2	90.60	-170.36	26.20

Quadro 5.4 – Ações no pilar P2 do pórtico PT2 [7]

Combinações	M_{Ed} [kN.m]	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]
1	265.60	-129.70	67.90
2	266.80	-162.40	72.90

Uma vez que os pilares P1 e P2 apresentam combinações de ações quantificadas com esforços totalmente díspares e P2 é muito mais solicitado do que P1 propõe-se ligações distintas para P1 e P2.

5.3. DEFINIÇÃO DAS LIGAÇÕES DOS PILARES P1 E P2 DOS PÓRTICOS PT1 E PT2

5.3.1. DEFINIÇÃO DA LIGAÇÃO DOS PILARES P1 E P2 DO PT1

A ligação dos pilares P1 e P2 proposta é composta por uma fundação de dimensões 1200x1200x900 [mm] e betão de classe C40/50, camada de argamassa de selagem de 30 [mm], chapa de base 500x300x30 [mm] e aço S235, três chumbadouros no exterior de cada banzo, de diâmetro 20 [mm] e classe de resistência 8.8. A disposição dos elementos que compõem a ligação bem como toda a definição geométrica necessária ao cálculo são apresentadas na Figura 5.3.

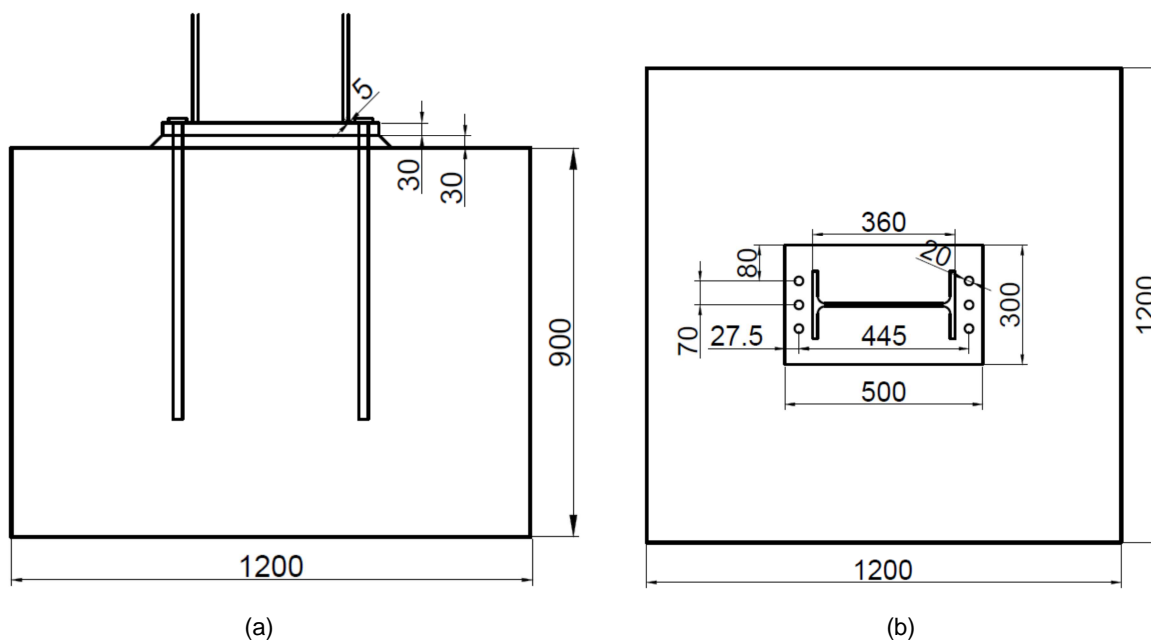


Figura 5.3 – Definição geométrica da ligação do pilar P1 e P2 do pórtico 1

5.3.1.1. Resistência e rigidez da ligação do pilar P1 e P2 para a combinação 1 do PT1

Tal como já foi referido, os pilares P1 e P2 apresentam os mesmos valores de ações para a combinação 1 bem como a mesma ligação, o que justifica uma análise conjunta.

Neste sentido, pela simples observação da Figura 5.4 verifica-se que a ligação definida para o pilar P1 e P2 resiste à combinação 1, uma vez que o ponto representativo das ações da combinação 1, (M_{Ed} , N_{Ed}), quadros 5.1 e 5.2, encontra-se entre as curvas $F_{v,Ed,1}$ e $F_{v,Ed,2}$.

Deve-se notar que em todas as situações a curva $F_{v,Ed,0}$ e $F_{v,Ed,1}$ encontram-se sempre sobrepostas, na medida em que $F_{v,Ed,0}$ corresponde à situação em que não há atuação de esforço transversal e $F_{v,Ed,1}$ representa o valor de esforço transversal a partir do qual há interação, ou seja há redução do valor resistente da tração do chumbadouro o que justifica a redução da curva resistente do gráfico $M_{j,Rd}$ e $N_{j,Rd}$.

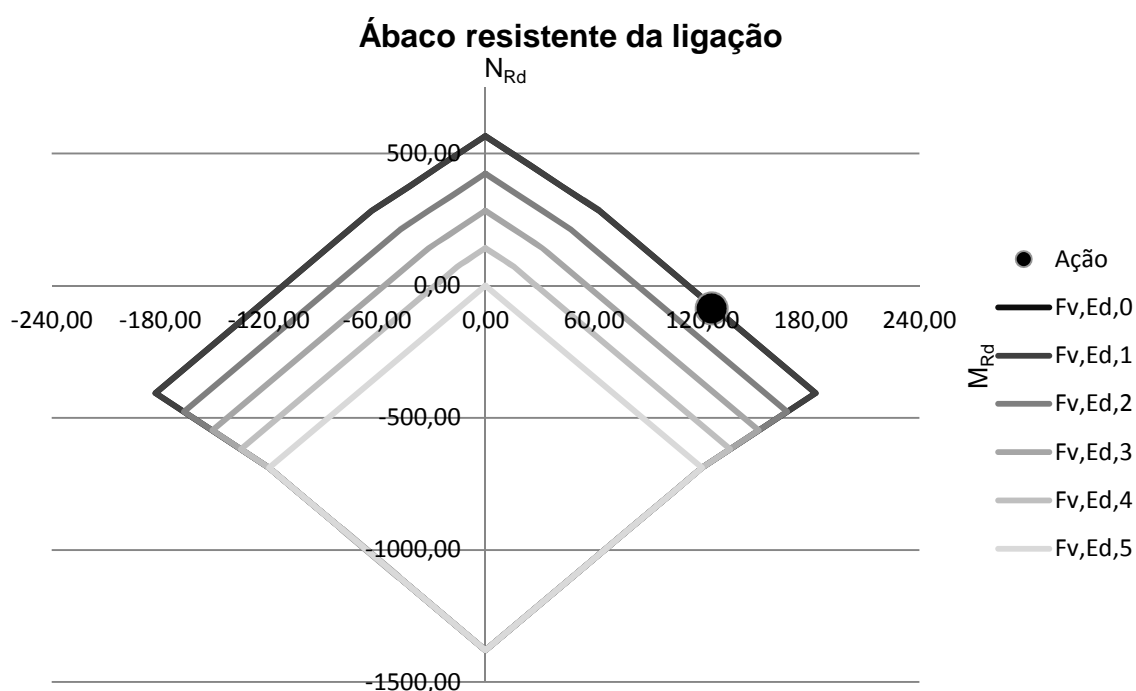


Figura 5.4 – Ábaco resistente da ligação dos pilares P1 e P2 para a combinação 1 do pórtico 1

No entanto, para se quantificar os valores resistentes devemos atentar no quadro 5.5. Neste sentido, pode-se concluir que a ligação resiste a uma esforço axial de compressão de 88.90 [kN], enquanto a ação atuante é de 87.19 [kN], o valor resistente do momento fletor é de 127.45 [kN] superior ao atuante, 125 [kN.m]. Relativamente ao esforço transversal, tal como foi analisado anteriormente, encontra-se entre as curvas $F_{v,Ed,1}$ e $F_{v,Ed,2}$ o que nos permite afirmar com toda a certeza que a ligação resiste pelo menos a ações de esforço transversal de 71.64 [kN] o que é superior ao valor atuante de 61.40 [kN]. Neste sentido, pode-se concluir que a ligação preconizada resiste às ações que compõe a combinação 1.

Quanto à rigidez, o quadro 5.5, indica que a ligação é rígida desde que a rigidez da ligação seja superior a zero, ou seja $S_{j,ini} > S_{lim} = 0$. Uma vez que a rigidez da ligação, $S_{j,ini}$, é de 24712.49 [kN.m/rad] pode-se afirmar com toda a certeza que a ligação é rígida para a combinação 1.

Quadro 5.5 – Definição da ação, resistência e rigidez dos pilares P1 e P2 para a combinação 1 do pórtico 1

Ação		
M_{Ed} [kN.m]	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]
125.00	-87.19	61.40
A ação definida corresponde à zona limitada pela reta:		
4.2		
Esforço transversal atuante relativo às curvas de interação		
$F_{v,Ed,0}$	0.00	
$F_{v,Ed,1}$	71.64	
$F_{v,Ed,2}$	116.42	
$F_{v,Ed,3}$	161.20	
$F_{v,Ed,4}$	205.98	
$F_{v,Ed,5}$	250.76	
Resistência		
$M_{j,Rd}$ [kN.m]	$N_{j,Rd}$ [kN]	
127.45	-88.90	
Rigidez		
A ligação é rígida?		
Sim, a ligação é rígida		
S_{lim}	$S_{j,ini}$	
0	24712.49	

Após a análise realizada pode-se concluir que a ligação sugerida é rígida e resistente face a todas as ações que compõem a combinação 1 relativamente aos pilares P1 e P2.

5.3.1.2. Resistência e rigidez da ligação do pilar P1 para a combinação 2 do PT1

Atentando na Figura 5.5 pode-se aferir que a ligação sugerida para o pilar P1 resiste à combinação 2 pois a ação que a representa (M_{Ed} , N_{Ed}), quadro (5.1), localiza-se entre as curvas identificadas como $F_{v,Ed,4}$ e $F_{v,Ed,5}$.

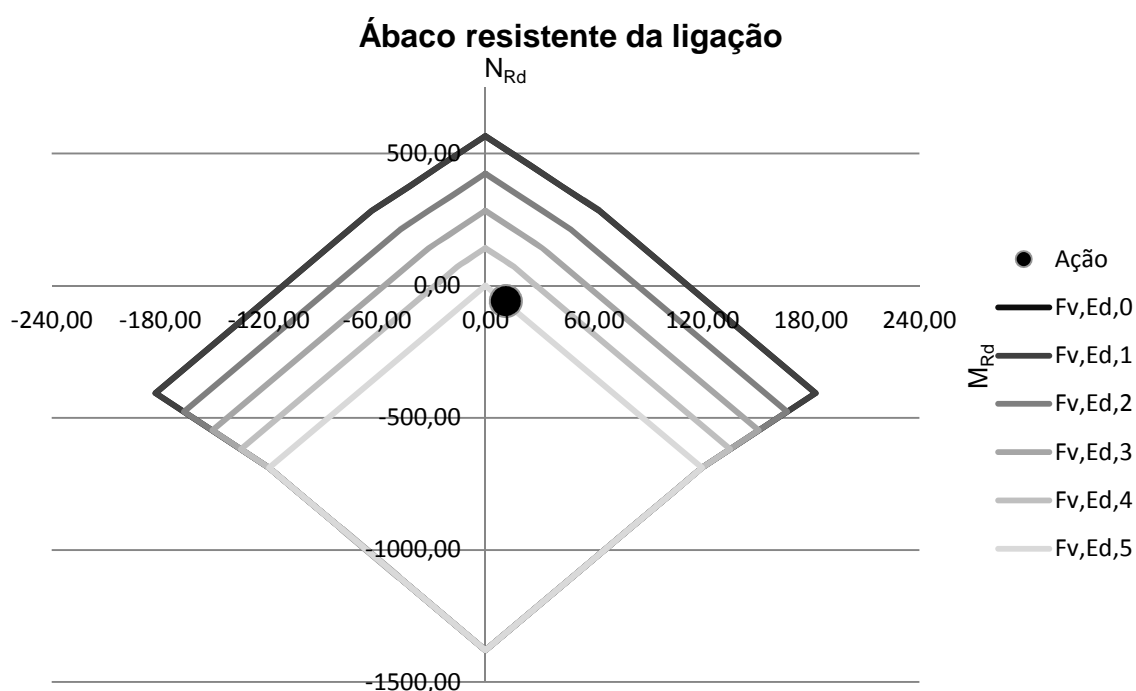


Figura 5.5 – Ábaco resistente da ligação do pilar P1 para a combinação 2 do pórtico 1

A quantificação da resistência e rigidez da ligação é apresentada no quadro 5.6, o qual informa que a capacidade resistente da ligação ao esforço axial de compressão é de 667.75 [kN], enquanto o valor resistente do momento fletor é de 124.57 [kN.m], isto para a atuação de um esforço axial de compressão de 59.50 [kN] e um momento fletor de 11.10 [kN.m]. Quanto ao esforço transversal pode-se garantir que a ligação resiste a valores atuantes correspondentes, no mínimo, à curva $F_{v,Ed,4}$ ou seja 201.43 [kN], e como a combinação possui um esforço transversal atuante de 7.20 [kN] a ligação resiste também à ação deste esforço.

Tal como para a combinação 1, a ligação é sempre rígida uma vez que o valor de rigidez a partir do qual esta pode ser considerada rígida é zero e esta apresenta uma rigidez de 221664.11 [kN.m/rad].

Quadro 5.6 – Definição da ação, resistência e rigidez do pilar P1 para a combinação 2 do pórtico 1

Ação		
M_{Ed} [kN.m]	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]
11.10	-59.50	7.20
A ação definida corresponde à zona limitada pela reta:		
4.2		
Esforço transversal atuante relativo às curvas de interação		
$F_{v,Ed,0}$	0.00	
$F_{v,Ed,1}$	70.06	
$F_{v,Ed,2}$	113.85	
$F_{v,Ed,3}$	157.64	
$F_{v,Ed,4}$	201.43	
$F_{v,Ed,5}$	245.22	
Resistência		
$M_{j,Rd}$ [kN.m]	$N_{j,Rd}$ [kN]	
124.57	-667.75	
Rigidez		
A ligação é rígida?		
Sim, a ligação é rígida		
S_{lim}	$S_{j,ini}$	
0	221664.11	

A ligação do pilar P1 quando solicitada pela combinação 2 é resistente e rígida constituindo, deste modo, uma solução possível para o presente caso de estudo.

5.3.1.3. Resistência e rigidez da ligação do pilar P2 para a combinação 2 do PT1

A resistência da ligação do pilar P2 relativamente à combinação 2 pode ser verificada pela observação da Figura 5.6, sabendo que as curvas representam a resistência da ligação e o ponto (M_{Ed}, N_{Ed}) , quadro 5.2, a combinação 2. Neste sentido, a ligação resiste à combinação, uma vez que o ponto encontra-se entre as curvas $F_{v,Ed,1}$ e $F_{v,Ed,2}$.

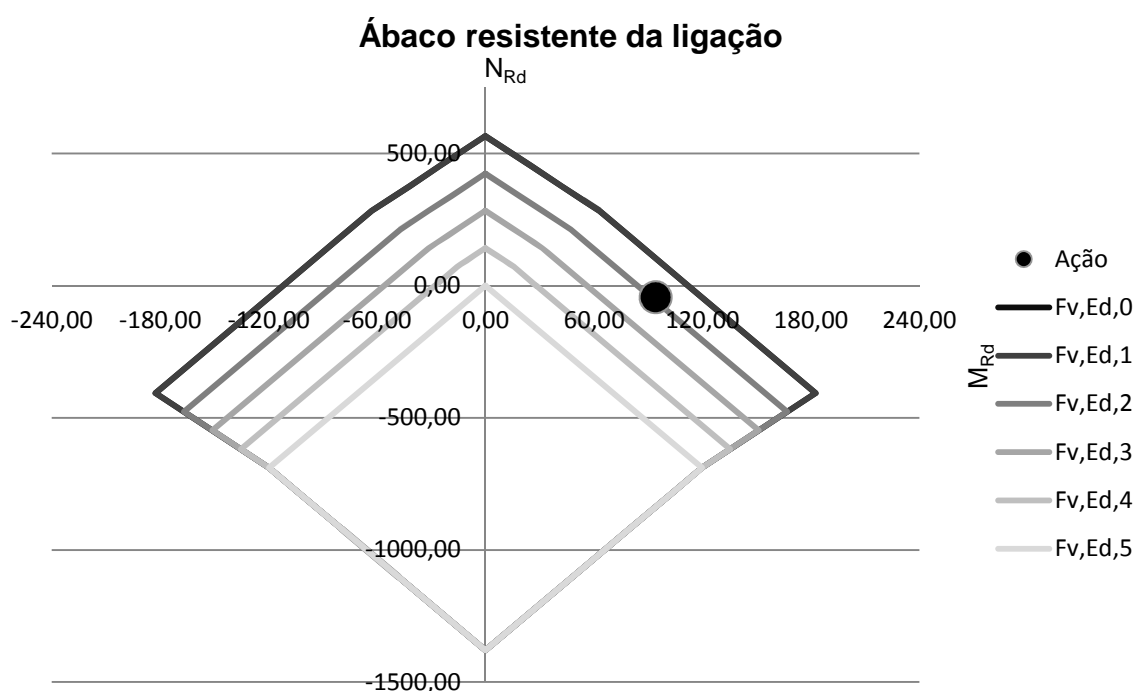


Figura 5.6 – Ábaco resistente da ligação do pilar P2 para a combinação 2 do pórtico 1

De acordo com a informação existente no quadro 5.7 os valores resistentes da ligação do pilar P2 para a combinação de ações 2 são: momento fletor de 121.92[kN.m] e esforço axial de compressão de 57.07[kN]. Uma vez que os valores atuantes são de 94.00[kN.m] para o momento fletor e de 44[kN] para o esforço axial de compressão pode-se garantir que a ligação resiste a estas ações. O esforço transversal atuante correspondente à combinação 2 do pilar 2 é de 38[kN], no entanto, a ligação, pelo anteriormente exposto, admite valores atuantes até pelo menos 69.18[kN]. Neste sentido, a ligação do pilar P2 é resistente a todas as ações que compõe a combinação 2.

Relativamente à rigidez a ligação apresenta, para esta combinação, uma rigidez de 45789.88 [kN.m/rad] o que permite afirmar que esta é rígida, uma vez que o limite a partir do qual a ligação é rígida é zero.

Quadro 5.7 – Definição da ação, resistência e rigidez do pilar P2 para a combinação 2 do pórtico 1

Ação		
M_{Ed} [kN.m]	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]
94.00	-44.00	38.00
A ação definida corresponde à zona limitada pela reta:		
4.2		
Esforço transversal atuante relativo às curvas de interação		
$F_{v,Ed,0}$	0.00	
$F_{v,Ed,1}$	69.18	
$F_{v,Ed,2}$	112.41	
$F_{v,Ed,3}$	155.65	
$F_{v,Ed,4}$	198.88	
$F_{v,Ed,5}$	242.12	
Resistência		
$M_{j,Rd}$ [kN.m]	$N_{j,Rd}$ [kN]	
121.92	-57.07	
Rigidez		
A ligação é rígida?		
Sim, a ligação é rígida		
S_{lim}	$S_{j,ini}$	
0	45789.88	

A ligação sugerida é resistente e rígida para o pilar P2 quando este é solicitado pela combinação de ações 2.

Uma vez que a ligação apresentada resiste a todas as ações e existe uma combinação para a qual a ligação apenas resiste ligeiramente e é sempre rígida pode-se concluir que esta é uma solução ótima para o caso de estudo em questão.

Encontrada uma solução para as ligações dos pilares P1 e P2 do pórtico 1 adequada às exigências estabelecidas, apresentar-se-á adiante o mecanismo de cálculo desenvolvido pela ferramenta de cálculo, no sentido de se compreender as implicações do dimensionamento efetuado, após a definição das ligações dos pilares P1 e P2 do PT2.

5.3.2. DEFINIÇÃO DA LIGAÇÃO DO PILAR P1 DO PT2

A ligação proposta para a base de P1 é composta por uma fundação de dimensões 1000x1000x900 [mm] e betão de classe C25/30, camada de argamassa de selagem de 30 [mm], chapa de base 650x350x20 [mm] e aço S235, dois chumbadouros no exterior de cada banzo, de diâmetro 18 [mm] e classe de resistência 4.6. A disposição dos elementos que compõem a ligação bem como toda a definição geométrica necessária ao cálculo são apresentadas na Figura 5.7.

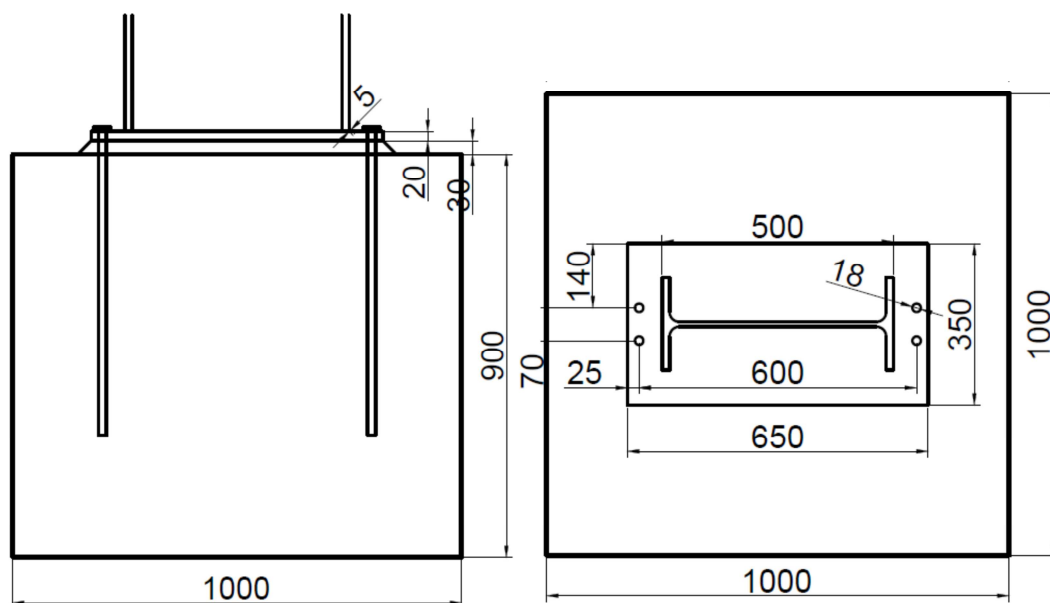


Figura 5.7 – Definição geométrica da ligação do pilar 1 do pórtico 2

5.3.2.1. Resistência e rigidez da ligação do pilar P1 para a combinação 1 do PT2

A ligação apresentada para o pilar P1 resiste à combinação 1, tal como se pode constatar na Figura 5.8, uma vez que o ponto representativo das ações em questão, (M_{Ed}, N_{Ed}) , quadro 5.3, encontra-se dentro da curva $F_{v,Ed,5}$.

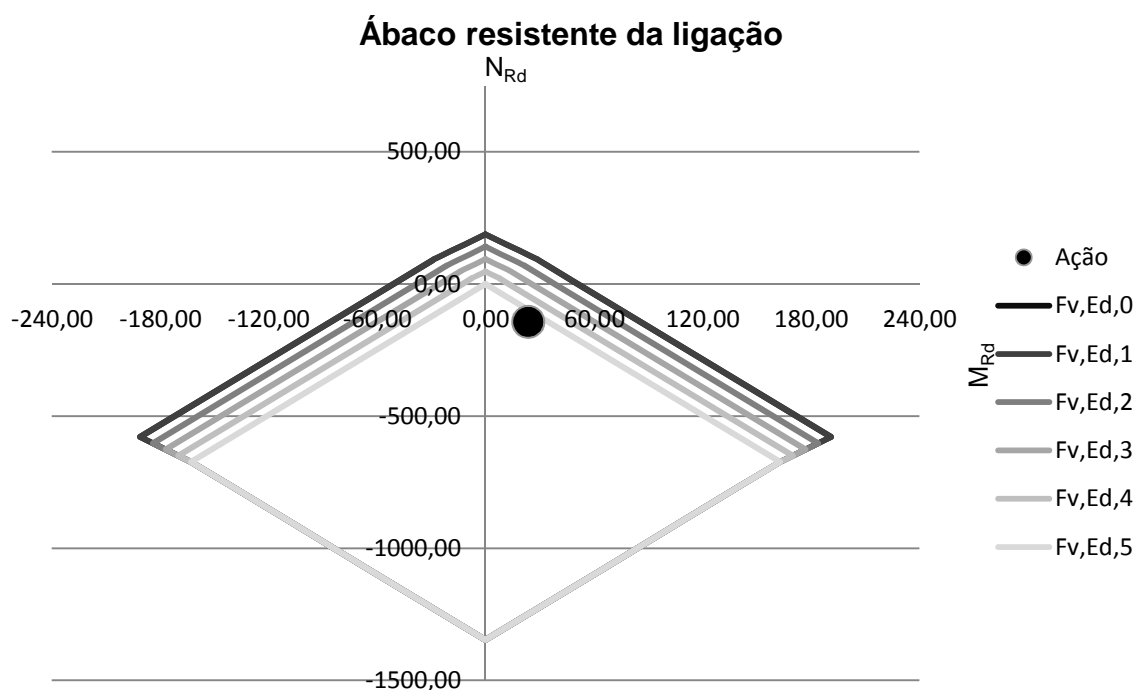


Figura 5.8 – Ábaco resistente da ligação do pilar 1 para a combinação 1 do pórtico 2

Para justificar o exposto, deve-se atentar nos resultados apresentados no quadro 5.8 relativamente à resistência e rigidez finais da ligação. Neste sentido, pode-se concluir que a ligação é resistente para todas as ações uma vez que o esforço axial de compressão possui 143.20 [kN] enquanto a correspondente resistência é de 802.68 [kN]. O momento fletor resistente da ligação é de 131.72 [kN.m], no entanto a ação apenas possui 23.50 [kN.m]. Tal como exposto, nas condições representadas admite-se um esforço transversal atuante até pelo menos 119.08 [kN] porém temos uma ação deste esforço, nesta combinação de 9 [kN].

A ligação apresentada é sempre rígida uma vez que o limite de rigidez a partir do qual o podemos considerar é zero e, como é intuitivo, todas as ligações apresentam sempre uma determinada rigidez que neste caso é de 404799.77 [kN.m/rad].

Quadro 5.8 – Definição da ação, resistência e rigidez do pilar 1 para a combinação 1 do pórtico 2

Ação		
M_{Ed} [kN.m]	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]
23.50	-143.20	9.00
A ação definida corresponde à zona limitada pela reta:		
2.2		
Esforço transversal atuante relativo às curvas de interação		
$F_{v,Ed,0}$	0.00	
$F_{v,Ed,1}$	34.02	
$F_{v,Ed,2}$	55.29	
$F_{v,Ed,3}$	76.55	
$F_{v,Ed,4}$	97.82	
$F_{v,Ed,5}$	119.08	
Resistência		
$M_{j,Rd}$ [kN.m]	$N_{j,Rd}$ [kN]	
131.72	-802.68	
Rigidez		
A ligação é rígida?		
Sim, a ligação é rígida		
S_{lim}	$S_{j,ini}$	
0	404799.77	

Uma vez que a ligação apresenta valores resistentes superiores a todas as ações atuante pode-se afirmar que a ligação do pilar P1 resistente à combinação 1 com folgas elevadas havendo, neste caso, um sobredimensionamento da mesma. Porém, a ligação deve servir para resistir a todas as combinações, neste sentido proceder-se-á à verificação do comportamento da ligação para a combinação 2. Se os valores resistentes excederem as ações atuante de forma tão significativa deve-se proceder a um ajuste da ligação para que a ligação responda às exigências sem haver desperdício de recursos.

5.3.2.2. Resistência e rigidez da ligação do pilar P1 para a combinação 2 do PT2

A ligação da base do pilar P1 quando é solicitada pela combinação 2 é resistente às ações que a caracterizam, como podemos observar na Figura 5.9, uma vez que o ponto que representa a combinação em estudo, (M_{Ed}, N_{Ed}) , quadro 5.3, encontra-se entre as curvas $F_{v,Ed,1}$ e $F_{v,Ed,2}$.

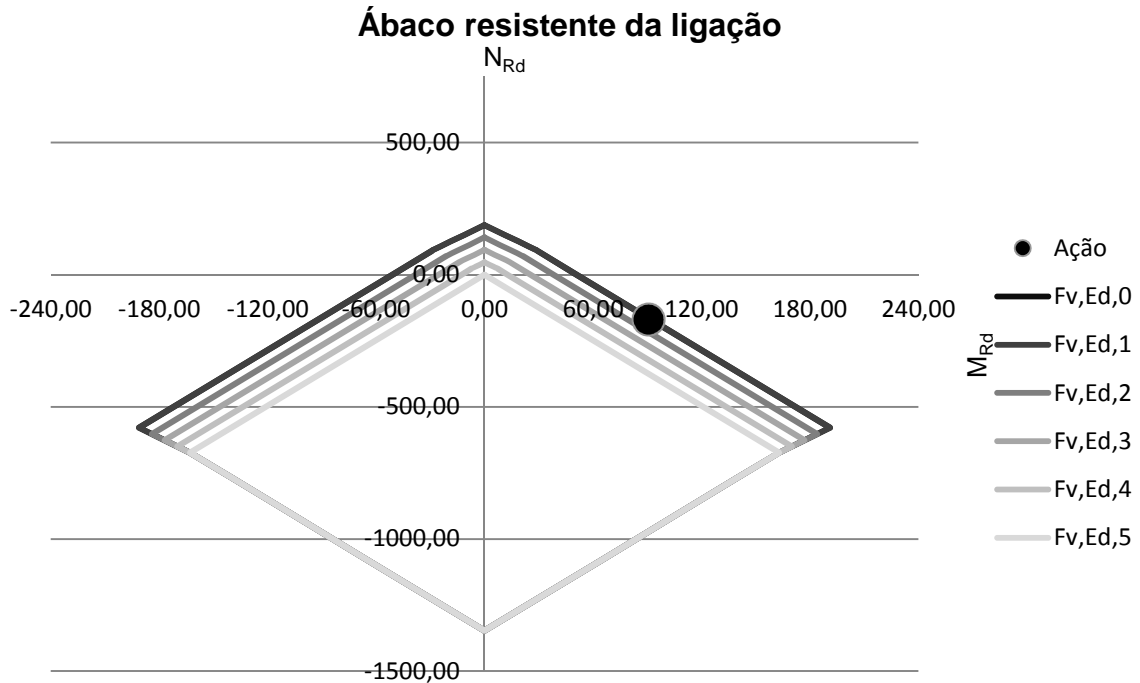


Figura 5.9 – Ábaco resistente da ligação do pilar 1 para a combinação 2 do pórtico 2

O Quadro 5.9 quantifica os valores resistentes correspondentes às ações atuantes bem como a rigidez da ligação. Neste sentido, o momento resistente é de 93.49 [kN.m] enquanto o atuante é de 90.60 [kN.m]. Quanto ao esforço axial de compressão o seu valor resistente é de 175.80 [kN] atuando 170.36 [kN]. Uma vez que a combinação é representada por um ponto que se encontra entre as curvas $F_{v,Ed,1}$ e $F_{v,Ed,2}$ tal como já foi devidamente exposto, pode-se garantir que para as ações resistentes referidas permitem a atuação de esforços transversos até, pelo menos, 35.57 [kN], uma vez que o esforço transversal atuante é de 26.6 [kN], a ligação é resistente à combinação em questão.

A ligação é rígida na medida em que, nestas condições, esta possui uma rigidez de 55022.10 [kN.m/rad] e o limite a partir do qual esta pode ser classificada como rígida é zero.

Quadro 5.9 – Definição da ação, resistência e rigidez do pilar P1 para a combinação 2 do pórtico 2

Ação		
M_{Ed} [kN.m]	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]
90.60	-170.36	26.20
A ação definida corresponde à zona limitada pela reta:		
4.2		
Esforço transversal atuante relativo às curvas de interação		
$F_{v,Ed,0}$	0.00	
$F_{v,Ed,1}$	35.57	
$F_{v,Ed,2}$	57.81	
$F_{v,Ed,3}$	80.04	
$F_{v,Ed,4}$	102.28	
$F_{v,Ed,5}$	124.51	
Resistência		
$M_{j,Rd}$ [kN.m]	$N_{j,Rd}$ [kN]	
93.49	-175.80	
Rigidez		
A ligação é rígida?		
Sim, a ligação é rígida		
S_{lim}	$S_{j,ini}$	
0	55022.10	

Face à análise realizada pode-se concluir que a ligação proposta é rígida e resistente quanto à atuação da combinação 2, não havendo sobredimensionamento substancial da mesma.

Neste sentido, a ligação proposta é uma solução ótima, uma vez que se apresenta rígida e resistente para as combinações mais desfavoráveis que a estrutura possui.

5.3.3. DEFINIÇÃO DA LIGAÇÃO DO PILAR P2 DO PT2

A ligação proposta para o pilar P2 é composta por uma fundação de dimensões 1500x1500x1000 [mm] e betão de classe C60/75, camada de argamassa de selagem de 30 [mm], chapa de base 650x350x30 [mm] e aço S275, quatro chumbadouros no exterior de cada banzo, de diâmetro 22 [mm] e classe de resistência 8.8. A disposição dos elementos que compõem a ligação bem como toda a definição geométrica necessária ao cálculo são apresentadas na Figura 5.10.

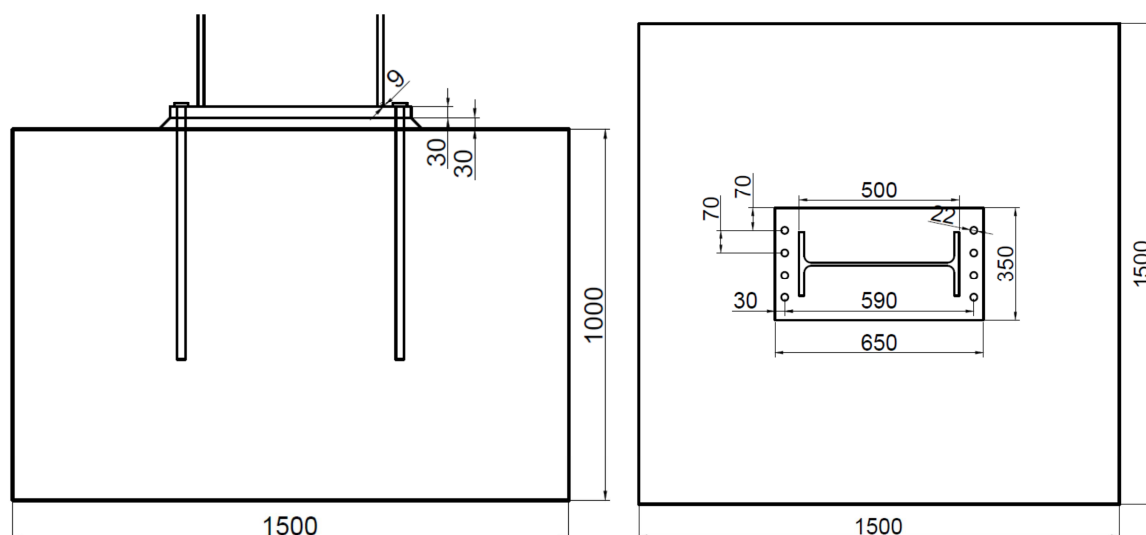


Figura 5.10 – Definição geométrica da ligação do pilar 2 do pórtico 2

5.3.3.1. Resistência e rigidez da ligação do pilar P2 para a combinação 1 do PT2

A ligação sugerida para a base do pilar P2 resiste às ações que compõe a combinação 1 uma vez que esta é representada pelo ponto, (M_{Ed}, N_{Ed}) , quadro 5.4, o qual se encontra entre as curvas $F_{v,Ed,1}$ e $F_{v,Ed,2}$ da Figura 5.11.

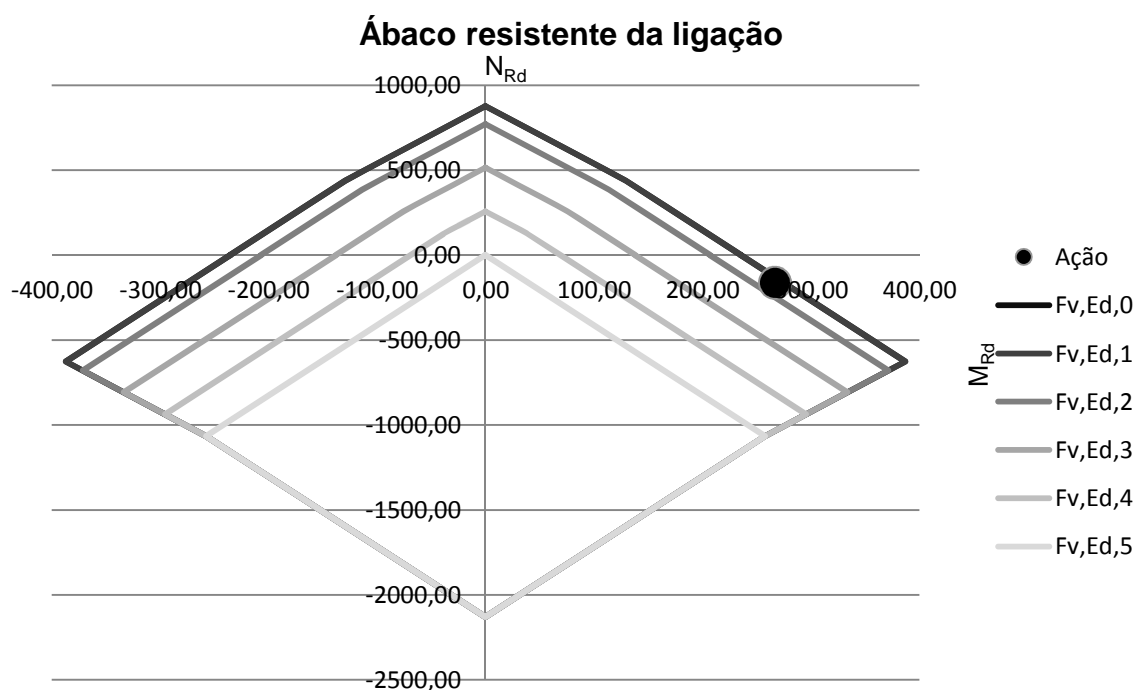


Figura 5.11 – Ábaco resistente da ligação do pilar 2 para a combinação 1 do pórtico 2

O quadro 5.10 apresenta os resultados essenciais quanto à resistência e rigidez da ligação face à combinação 1. Neste sentido, a ligação possui um momento resistente de 267.06[kN.m] o qual garante a atuação do momento atuante de 265.60 [kN.m]. O esforço axial resistente de compressão é de 130.14 [kN] e o atuante 129.70[kN], sendo, portanto, garantida a resistência. O valor de esforço transversal admitido de forma a garantir a resistência ao momento fletor e esforço axial apresentados corresponde ao esforço transversal da curva $F_{v,Ed,1}$ ou seja 117.34[kN], uma vez que a ação atuante é de 67.90[kN] pode-se afirmar que a ligação resiste também ao esforço transversal.

Relativamente à rigidez esta ligação comporta-se como rígida uma vez que a sua rigidez é de 49930.81 [kN.m/rad] e o valor a partir do qual esta poderia ser zero.

Quadro 5.10 – Definição da ação, resistência e rigidez do pilar 2 para a combinação 1 do pórtico 2

Ação		
M_{Ed}	N_{Ed}	V_{Ed}
[kN.m]	[kN]	[kN]
265.60	-129.70	67.90
A ação definida corresponde à zona limitada pela reta:		
4.2		
Esforço transversal atuante relativo às curvas de interação		
$F_{v,Ed,0}$	0.00	
$F_{v,Ed,1}$	117.34	
$F_{v,Ed,2}$	190.67	
$F_{v,Ed,3}$	264.01	
$F_{v,Ed,4}$	337.34	
$F_{v,Ed,5}$	410.68	
Resistência		
$M_{j,Rd}$	$N_{j,Rd}$	
[kN.m]	[kN]	
267.06	-130.41	
Rigidez		
A ligação é rígida?		
Sim, a ligação é rígida		
S_{lim}	$S_{j,ini}$	
0	49930.81	

Neste sentido, pode-se afirmar que a ligação do pilar P2 é rígida e resiste à combinação 1.

5.3.3.2. Resistência e rigidez da ligação do pilar P2 para a combinação 2 do PT2

A Figura 5.12 mostra que a ligação proposta resiste à combinação 2, na medida em que o ponto que representa as ações atuantes, (M_{Ed}, N_{Ed}) , quadro 5.4, localiza-se entre as curvas $F_{v,Ed,1}$ e $F_{v,Ed,2}$.

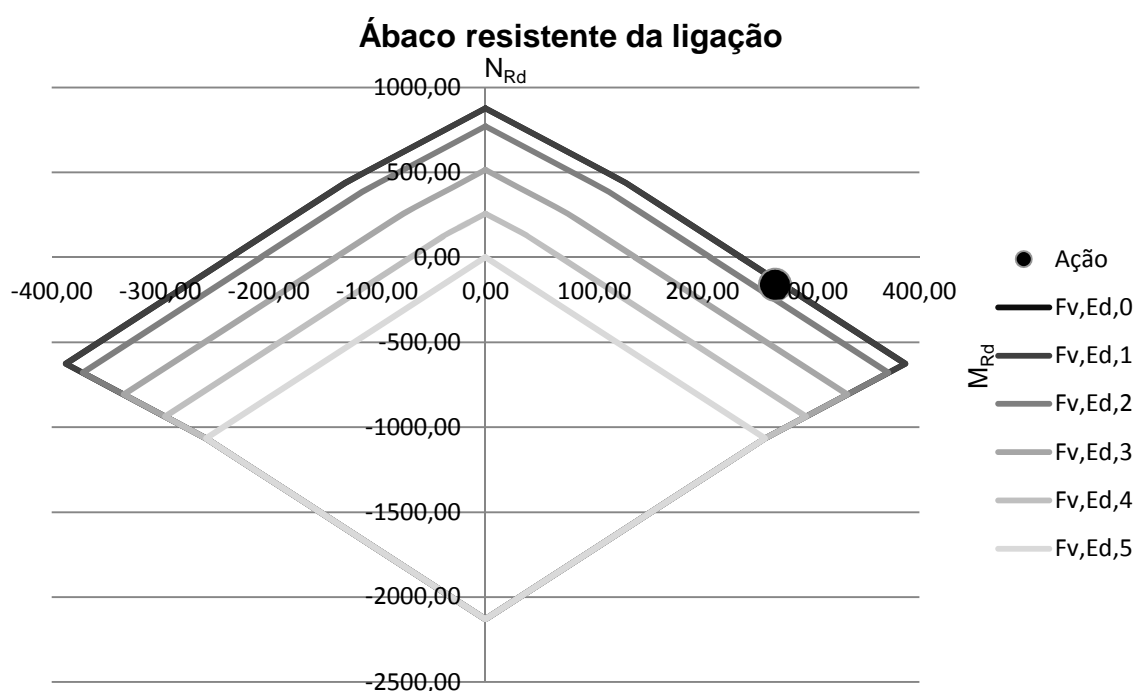


Figura 5.12 – Ábaco resistente da ligação do pilar 2 para a combinação 2 do pórtico 2

A justificação da avaliação efetuada para a resistência da ligação à custa do apresentado na Figura 5.12, resulta da análise do quadro 5.11, o qual é composto pelos resultados numéricos não só da resistência como também da rigidez. Neste sentido, a ação do momento fletor, 266.80[kN.m], pode ter lugar na medida em que o momento fletor resistente que lhe está associado é de 276.18 [kN.m]. O esforço axial de compressão atuante, 162.40 [kN], é suportado por uma resistência da ligação a esse esforço de 168.11 [kN]. Uma vez que a combinação encontra-se, tal como já foi referido, entre as curvas $F_{v,Ed,1}$ e $F_{v,Ed,2}$ pode-se garantir que a ligação apresenta a resistência referida desde que a ligação não seja solicitada por ações de esforço transversal, pelo menos, correspondentes a $F_{v,Ed,1}$ ou seja 119.20[kN]. Neste caso, a ligação é solicitada por um esforço transversal de 72.90[kN] inferior ao valor referido, portanto, pode-se afirmar que a ligação proposta para o pilar P2 resiste a todas as ações que compõem a combinação 2.

O quadro 5.11 informa que a rigidez da ligação é de 55374.02[kN.m/rad] o que permite afirmar que esta é rígida, uma vez que o valor de rigidez a partir do qual esta é rígida é zero.

Quadro 5.11 – Definição da ação, resistência e rigidez do pilar 2 para a combinação 2 do pórtico 2

Ação		
M_{Ed}	N_{Ed}	V_{Ed}
[kN.m]	[kN]	[kN]
266.80	-162.40	72.90
A ação definida corresponde à zona limitada pela reta:		
4.2		
Esforço transversal atuante relativo às curvas de interação		
$F_{v,Ed,0}$	0.00	
$F_{v,Ed,1}$	119.20	
$F_{v,Ed,2}$	193.71	
$F_{v,Ed,3}$	268.21	
$F_{v,Ed,4}$	342.71	
$F_{v,Ed,5}$	417.22	
Resistência		
$M_{j,Rd}$	$N_{j,Rd}$	
[kN.m]	[kN]	
276.18	-168.11	
Rigidez		
A ligação é rígida?		
Sim, a ligação é rígida		
S_{lim}	$S_{j,ini}$	
0	55374.02	

Face à análise realizada a ligação proposta é uma solução ótima para o pilar P2, na medida em que é rígida e resistente relativamente às combinações de ações mais desfavoráveis sem, no entanto, estarem sobredimensionadas.

5.4. RESISTÊNCIA DAS LIGAÇÕES

5.4.1. RESISTÊNCIA DA LIGAÇÃO DOS PILARES P1 E P2 DO PT1

5.4.1.1. Quantificação da resistência dos componentes básicos

A presente ligação possui, à compressão, as forças resistentes máximas relativas aos componentes 1 e 2 quantificadas no quadro 5.12, as quais são independentes das ações atuantes. Estes valores foram determinados à custa do exposto nos pontos 4.2.1.1 e 4.2.1.2 da presente dissertação.

Quadro 5.12 – Valores de cálculo das forças plásticas dos componentes da ligação de P1 e P2 do pórtico 1 à compressão

Componentes	Forças resistentes	
	[kN]	
1	$F_{c,fc,Rd}$	689.50
2	$F_{c,pl,Rd}$	1105.68

As forças resistente plástica da ligação à tração, componente 3, definem-se de acordo o ponto 4.2.1.3 da presente dissertação e são as apresentadas no quadro 5.12, as quais correspondem a diferentes níveis de atuação de esforço transverso. Estas forças resultam da consideração das expressões relativas aos casos em que não se desenvolvem forças de alavanca uma vez que, $L_b > L_b^*$, tal como se pode observar no quadro 5.13.

Quadro 5.13 – Verificação do desenvolvimento de FA para a ligação do pilar P1 e P2 do pórtico 1

Desenvolvem-se forças de alavanca, FA?	
Não há FA	
L_b	L_b^*
[m]	
0.281	0.032

O valor resistente do esforço transverso da ligação varia em função do valor do esforço axial de compressão atuante, sendo sempre o mesmo se apenas ocorrer a ação de esforço axial de tração ou este for nulo, uma vez que o esforço transverso contabiliza a resistência desenvolvida devido ao atrito a qual apenas tem lugar nos casos de ocorrer compressão.

No caso concreto em estudo, têm lugar três distribuições distintas de curvas resistentes de momento fletor e esforço axial face à atuação do esforço transverso, na medida em que temos três valores de esforço axial de compressão atuantes diferentes aos quais correspondem resistências ao esforço transverso distintas.

Uma vez que existem distribuições de curvas de esforço transverso distintas entre combinações é praticamente imediato pensar-se que os valores de tração resultantes da interação com o esforço transversos seriam também diferentes, no entanto, tal não acontece, como será apresentado adiante.

Ora, a interação relativa às diferentes curvas para as diferentes combinações leva sempre aos mesmos valores de força de tração dos chumbadouros relativos aos diferentes níveis de atuação e, portanto, a resistência do componente 3 é a apresentada no quadro 5.14, independentemente da combinação de ação em questão, tal como será devidamente explicado.

Quadro 5.14 – Valores de cálculo das forças plásticas do componente da ligação do pilar P1 e P2 do pórtico 1 à tração

$F_{T,Rd,0}$	$F_{T,Rd,0}$	$F_{T,Rd,2}$	$F_{T,Rd,3}$	$F_{T,Rd,4}$	$F_{T,Rd,5}$
[kN]					
282.7	282.7	212.1	141.4	70.7	0.0
Modo de rotura condicionante					
3	3	3	3	3	3

Interação entre o esforço transversal resistente e a força de tração dos chumbadouros para a combinação 1 dos pilares P1 e P2

Para a combinação 1, o valor de cálculo da resistência ao esforço transversal da ligação, $F_{v,Rd}$, é quantificado no quadro 5.15.

Quadro 5.15 – Valor de cálculo da resistência ao esforço transversal da ligação para a combinação 1 de P1 e P2 do pórtico 1

$F_{v,Rd}$ [kN]			
250.76			
$F_{f,Rd}$ [kN]	n	$F_{vb,Rd}$ [kN]	
17.438	6	38.89	
		$F_{1,vb,Rd}$ [kN]	$F_{2,vb,Rd}$ [kN]
		81.00	38.89
$F_{v,Rd,chumb.}$ [kN]			
41.79			

Uma vez definido o valor máximo da resistência do esforço transversal da ligação vai-se determinar o valor deste esforço a partir do qual há interação com a força de tração disponível nos chumbadouros, $F_{v,Ed,1}$, à custa da expressão (4.81), por chumbadouro. Este fenómeno ocorre quando é solicitada a resistência máxima do chumbadouro à tração, $F_{t,Rd}$, isto é a força de tração atuante, atinge o seu valor máximo, ou seja:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd,chumb.}} + \frac{F_{t,Rd}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (5.1)$$

Resolvendo a expressão em ordem a $F_{v,Ed}$ obtém-se:

$$F_{v,Ed} \leq \frac{4}{14} F_{v,Rd,chumb.} \quad (5.2)$$

Portanto, o valor a partir do qual há interação, designado $F_{v,Ed,1}$ é:

$$F_{v,Ed,1} = \frac{4}{14} F_{v,Rd,chumb.} \quad (5.3)$$

De acordo com o valor da força resistente ao esforço transverso por chumbadouro da presente ligação pode-se afirmar que o valor do esforço transverso a partir do qual há interação é:

$$F_{v,Ed,1} = 11.94 \text{ [kN]}$$

Uma vez que se entendeu que a resistência da ligação seria apresentada sob a forma de uma ábaco ao qual correspondiam seis curvas, sendo a primeira correspondente à inexistência de esforço transverso, a segunda relativa ao valor de esforço transverso a partir do qual há redução da força de tração disponível para a resistência à tração dos chumbadouros (as quais se sobrepõem), as restantes quatro curvas são distribuídas de forma linear entre o valor de esforço transverso a partir do qual há interação, $F_{v,Ed,1}$, e o seu valor resistente máximo, $F_{v,Rd}$, ou seja distribuem-se à custa de:

$$\Delta V = \frac{F_{v,Rd} - F_{v,Ed,1}}{4} \text{ [kN]} \quad (5.4)$$

No contexto da presente ligação, a expressão 5.4 é quantificada como:

$$\Delta V = \frac{41.79 - 11.94}{4} = 7.46 \text{ [kN]}$$

Neste sentido, as restantes curvas de esforço transverso são obtidas da seguinte forma:

$$F_{v,Ed,3} = F_{v,Ed,2} + \Delta V \quad (5.5)$$

$$F_{v,Ed,4} = F_{v,Ed,3} + \Delta V \quad (5.6)$$

$$F_{v,Ed,5} = F_{v,Ed,4} + \Delta V = F_{v,Rd} \quad (5.7)$$

Aplicando o raciocínio exposto, as curvas de esforço transverso a considerar são as presentes no quadro 5.16.

Quadro 5.16 – Diferentes níveis de atuação do esforço transverso para a combinação 1 dos pilares 1 e 2 do pórtico 1

$F_{v,Ed,0}$	$F_{v,Ed,1}$	$F_{v,Ed,2}$	$F_{v,Ed,3}$	$F_{v,Ed,4}$	$F_{v,Ed,5}$
[kN]					
0.00	11.94	19.40	26.87	34.33	41.79

Assim, está-se em condições de definir as forças de tração atuantes possíveis para os chumbadouros, relativamente a cada nível de esforço transverso atuante considerado no quadro 5.16, à custa da expressão (4.81). No entanto, esta equação é dependente do valor da resistência do chumbadouro ao esforço transverso, $F_{v,Rd,chumb.}$, a qual já foi quantificada no quadro 5.15, bem como do valor da resistência do chumbadouro à tração, $F_{t,Rd}$, que ainda não se determinou.

A força de tração resistente do chumbadouro resulta da expressão (4.59), a qual é dependente das forças resistentes relativas à capacidade intrínseca do chumbadouro à tração, $F_{t,Rd}'$, e ao

escorregamento entre o betão e o chumbadouro, F_{bd} . Neste sentido, a força de tração de um chumbadouro, $F'_{t,Rd}$, é determinada pela expressão (4.60) e a força de rotura da aderência, F_{bd} , pela equação (4.64), as quais se quantificam no quadro 5.17.

Quadro 5.17 – Valor de cálculo da resistência de 1 chumbadouro quando tracionado da ligação do pilar P1 e P2 do pórtico 1

$F_{t,Rd}$	
[kN]	
94.25	
$F'_{t,Rd}$	F_{bd}
[kN]	
119.95	94.25

De acordo com o exposto, está-se em condições de definir o valor de tração dos chumbadouros disponível face aos diferentes níveis de atuação do esforço transversal, $F'_{t,Ed,i}$, à custa da seguinte expressão:

$$F'_{t,Ed,i} = 1.4 \left(1 - \frac{F_{v,Ed,i}}{F_{v,Rd}} \right) F_{t,Rd} \quad (5.8)$$

Neste sentido, a força de tração atuante que os chumbadouros podem atingir, $F'_{t,Ed,i}$, face aos diferentes níveis de esforço transversal atuantes, apresentam-se no quadro 5.18, obtidos por aplicação da expressão (5.8).

Quadro 5.18 – Valor de cálculo da resistência do chumbadouro resultantes da interação com os diferentes níveis de esforço transversal sem limite resistente à tração do chumbadouro para a combinação 1 dos pilares P1 e P2 do pórtico 1

$F'_{t,Ed,0}$	$F'_{t,Ed,1}$	$F'_{t,Ed,2}$	$F'_{t,Ed,3}$	$F'_{t,Ed,4}$	$F'_{t,Ed,5}$
[kN]					
131.95	94.25	70.69	47.12	23.56	0.00

No entanto, a expressão de interação não limita a atuação da tração do chumbadouro relativamente à sua capacidade resistente máxima, $F_{t,Rd} = 94.25$ [kN], tal como se pode ver na Figura 5.13.

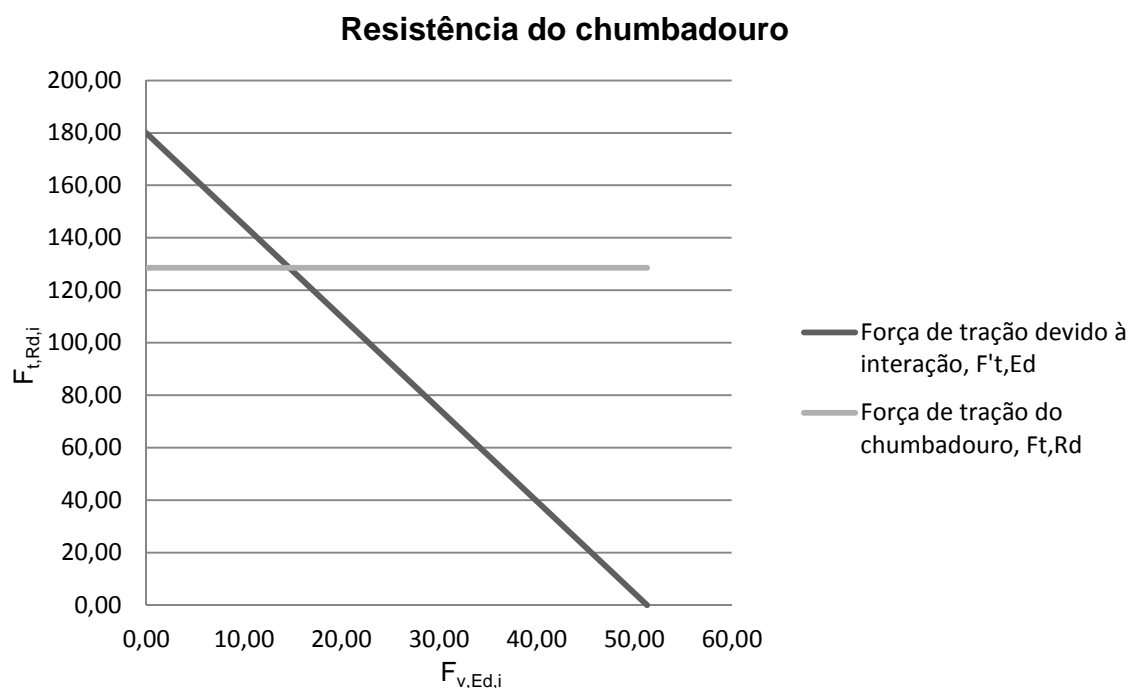


Figura 5.13 – Representação gráfica das curvas de resistências máximas do chumbadouro à tração e devido à interação com os diferentes níveis de esforço transversal.

Ora, a referida limitação de atuação do esforço resultante da expressão de interação deve ser corrigido através da expressão (5.9), resultando assim a caracterização de todos os valores de tração possíveis, os quais são apresentados no quadro 5.19 e Figura 5.14.

$$F_{t,Ed,i} = \min(F'_{t,Ed,i}; F_{t,Rd}) \quad (5.9)$$

Quadro 5.19 – Valor de cálculo da resistência do chumbadouro resultantes da interação com os diferentes níveis de esforço transversal com limite resistente à tração do chumbadouro para a combinação 1 dos pilares 1 e 2 do pórtico 1

$F_{t,Ed,0}$	$F_{t,Ed,1}$	$F_{t,Ed,2}$	$F_{t,Ed,3}$	$F_{t,Ed,4}$	$F_{t,Ed,5}$
[kN]					
94.25	94.25	70.69	47.12	23.56	0.00

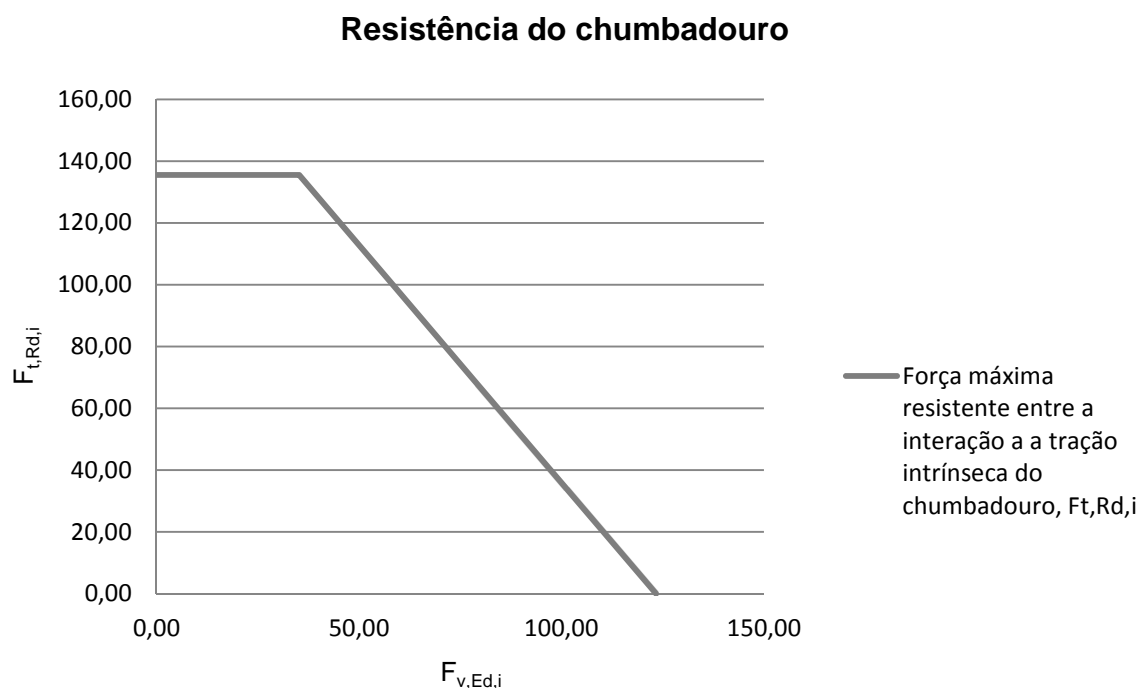


Figura 5.14 – Representação gráfica da resistência máxima do chumbadouro à tração resultantes das suas propriedades intrínsecas e da sua interação com os diferentes níveis de esforço transversal.

Portanto, os valores de cálculo da resistência do componente 3 para as ações correspondentes à combinação 1 são os apresentadas no quadro 5.14, os quais resultam da consideração das forças de tração disponível nos chumbadouros exibidos no quadro 5.19.

Interação entre o esforço transversal resistente e a força de tração dos chumbadouros para as combinações 2 do pilar P1

Para a combinação 2 do pilar P1, o valor de cálculo da resistência ao esforço transversal da ligação, $F_{v,Rd}$, é quantificado no quadro 5.20.

Quadro 5.20 – Valor de cálculo da resistência ao esforço transversal da ligação para a combinação 2 de P1 do pórtico 1

$F_{v,Rd}$ [kN]		
245.22		
$F_{f,Rd}$ [kN]	n	$F_{vb,Rd}$ [kN]
11.9	6	38.89
	$F_{1,vb,Rd}$ [kN]	$F_{2,vb,Rd}$ [kN]
	81.00	38.89
$F_{v,Rd,chumb.}$ [kN]		
40.87		

Quanto ao valor do esforço transversal a partir do qual há redução da força de tração dos chumbadouros, por chumbadouro, temos:

$$F_{v,Ed,1} = 11.68 \text{ [kN]}$$

As restantes quatro curvas de esforço transversal que representam os seus diferentes níveis de ação desde $F_{v,Ed,1}$ até ao seu valor resistente máximo, $F_{v,Rd,chumb.}$, distribuem-se de forma linear, as quais se obtêm à custa de:

$$\Delta V = \frac{F_{v,Rd} - F_{v,Ed,1}}{4} = \frac{40.87 - 11.68}{4} = 7.30 \text{ [kN]}$$

Assim, as diferentes curvas de esforço transversal são obtidas à custa das expressões (5.5), (5.6), (5.7), considerando os valores de $F_{v,Ed,1}$ e ΔV definidos neste contexto, as quais se quantificam no quadro 5.21.

Quadro 5.21 – Diferentes níveis de atuação do esforço transversal para a combinação 2 de P1 do pórtico 1

$F_{v,Ed,0}$	$F_{v,Ed,1}$	$F_{v,Ed,2}$	$F_{v,Ed,3}$	$F_{v,Ed,4}$	$F_{v,Ed,5}$
[kN]					
0.00	34.42	55.94	77.45	98.96	120.48

Como é de simples compreensão, a força de tração resistente dos chumbadouros $F_{t,Rd}$ é a mesma que a apresentada anteriormente no quadro 5.17, uma vez que esta não depende das ações. Quanto às forças de tração atuantes resultantes da interação com os diferentes níveis de atuação de esforço transversal, são as apresentadas no quadro 5.22.

Quadro 5.22 – Valor de cálculo da resistência do chumbadouro resultantes da interação com os diferentes níveis de esforço transverso sem limite resistente à tração do chumbadouro para a combinação 2 de P1 do pórtico 1

$F'_{t,Ed,0}$	$F'_{t,Ed,1}$	$F'_{t,Ed,2}$	$F'_{t,Ed,3}$	$F'_{t,Ed,4}$	$F'_{t,Ed,5}$
[kN]					
131.95	94.25	70.69	47.12	23.56	0.00

Curiosamente os resultados apresentados neste quadro correspondem aos valores que foram obtidos para a combinação 1, quadro 5.18, o que à primeira vista não era expectável, uma vez que existem curvas de esforço transverso diferentes. O presente fenómeno deve-se ao fato de haver crescimento equivalente entre as forças atuantes e resistente do esforço transverso, decorrentes da equação (5.8). Para comprovar o referido efeito, considere-se o quociente da equação em questão, designado Q :

$$Q = \frac{F_{v,Ed,i}}{F_{v,Rd}} \quad (5.10)$$

O quadro 5.23 apresenta a evolução de Q para os casos correspondentes à combinações 1 dos pilares P1 e P2 e à combinação 2 de P1.

Quadro 5.23 – Variação de Q relativamente às combinações 1 de P1 e P2 e combinação 2 de P1

Combinações	$F_{v,Ed,0}$	$F_{v,Ed,1}$	$F_{v,Ed,2}$	$F_{v,Ed,3}$	$F_{v,Ed,4}$	$F_{v,Ed,5}$
Q						
1 de P1 e P2	0.000	0.286	0.464	0.643	0.821	1.000
2 de P1	0.000	0.286	0.464	0.643	0.821	1.000

Para a combinação 2 de P2 ocorre o mesmo, devendo notar-se que a única diferença nestes casos corresponde ao nível de resistência do esforço transverso da ligação, não havendo qualquer tipo de interferência na resistência do componente 3 que é a mesma independentemente da ação considerada.

Portanto, os valores de tração finais disponíveis para a ação dos chumbadouros são os expostos no quadro 5.19, o que necessariamente conduz aos mesmos valores de resistência do componente 3, quadro 5.14.

Interação entre o esforço transverso resistente e a força de tração dos chumbadouros para as combinações 2 do pilar P2

O valor de cálculo da resistência ao esforço transverso considerando que a ligação de P2 é solicitada pela combinação 2 é o apresentado no quadro 5.24.

Quadro 5.24 – Valor de cálculo da resistência ao esforço transversal da ligação para a combinação 2 de P2 do pórtico 1

$F_{v,Rd}$ [kN]		
242.12		
$F_{f,Rd}$ [kN]	n	$F_{vb,Rd}$ [kN]
8.8	6	38.89
$F_{1,vb,Rd}$ [kN]		$F_{2,vb,Rd}$ [kN]
81.00		38.89
$F_{v,Rd,chumb.}$ [kN]		
40.35		

Para esta solicitação, o valor do esforço transversal a partir do qual há redução da força de tração atuante máxima nos chumbadouros é:

$$F_{v,Ed,1} = 11.53 \text{ [kN]}$$

As restantes quatro curvas de esforço transversal que representam os diferentes níveis de ação desde $F_{v,Ed,1}$ até ao seu valor resistente máximo, $F_{v,Rd,chumb.}$, distribuem-se de forma linear, as quais se obtêm à custa do seguinte intervalo:

$$\Delta V = \frac{F_{v,Rd} - F_{v,Ed,1}}{4} = \frac{40.53 - 11.53}{4} = 7.21 \text{ [kN]}$$

Assim, as curvas de esforço transversal representativas desta combinação são as quantificadas no quadro 5.25.

Quadro 5.25 – Diferentes níveis de atuação do esforço transversal para a combinação 2 de P2 do pórtico 1

$F_{v,Ed,0}$	$F_{v,Ed,1}$	$F_{v,Ed,2}$	$F_{v,Ed,3}$	$F_{v,Ed,4}$	$F_{v,Ed,5}$
[kN]					
0.00	11.53	18.74	25.94	33.15	40.35

Quanto às forças de tração atuantes máximas nos chumbadouros para cada nível de esforço transversal atuante são as mesmas que as apresentadas no quadro 5.19 o que justifica que os valores das forças resistentes do componente 3 apresentadas no quadro 5.14.

Os resultados dos níveis de esforço transversal definidos são relativos a um único chumbadouro, no entanto, a informação presente no ábaco refere-se à ligação de uma forma geral. Portanto, o quadro 5.26 apresenta a resistência total da ligação ao esforço transversal que se obtém através da consideração da existência de 6 chumbadouros para o feito, para todas as combinações consideradas.

Quadro 5.26 – Diferentes níveis de atuação de esforço transversal total para as diferentes combinações

Combinações	$F_{v,Ed,0}$	$F_{v,Ed,1}$	$F_{v,Ed,2}$	$F_{v,Ed,3}$	$F_{v,Ed,4}$	$F_{v,Ed,5}$
	[kN]					
1 de P1 e P2	0	71.64	116.42	161.20	205.98	250.76
2 de P1	0	70.06	113.85	157.64	201.43	245.22
2 de P2	0.00	69.18	112.41	155.65	198.88	242.12

5.4.1.2 Definição da resistência global da ligação para a flexão composta e esforço transversal

A resistência da ligação pode ser verificada relativamente às ações de forma direta, isto é através do cálculo da resistência da ligação relativamente ao esforço axial, momento fletor e esforço transversal resistentes correspondentes à ação (para o mesmo valor de excentricidade) ou então, através da construção de um ábaco composto por curvas representativas do esforço axial e momentos fletores resistentes face à atuação de diferentes esforços transversal, tal como já foi devidamente exposto, no qual se introduzem as ações e se verifica se estas possuem valores atuantes inferiores aos resistentes.

Na ferramenta de cálculo desenvolveram-se as duas abordagens o que permitiu não só a verificação gráfica realizada nas figuras, como também proporcionou a avaliação quantitativa presente nos quadros que acompanham os ábacos, segundo os quais se discutiu a classificação das ligações.

Quer numa abordagem quer na outra é necessário determinar o valor de cálculo das forças resistentes máximas relativas às zonas da ligação à tração e compressão, sabendo que estas são independentes do lado da ligação a que correspondem, tal como foi devidamente justificado no Capítulo 3.

Ora, os valores das forças referidas encontram-se definidos no quadro 5.27.

Quadro 5.27 – Valores de cálculo da resistência à tração e compressão das correspondentes zonas da ligação para os diferentes níveis de atuação do esforço transversal

F_T	$F_{T,Rd,0}$	$F_{T,Rd,1}$	$F_{T,Rd,2}$	$F_{T,Rd,3}$	$F_{T,Rd,4}$	$F_{T,Rd,5}$
	[kN]					
	282.74	282.74	212.06	141.37	70.69	0.00
F_C	=	$\min(F_{c,fc,Rd} ; F_{c,pl,Rd})$				
		[kN]				
		689.50				

As parcelas dos braços dos binários correspondentes às zonas anteriormente referidas são quantificadas no quadro 5.28, os quais são independentes do lado onde ocorrem, devido à simetria da ligação.

Quadro 5.28 – Parcela dos braços dos binários relativos às zonas de tração e compressão de uma ligação

z_t	z_c
[m]	
0.2225	0.1737

A diferença entre as abordagens referidas no início do presente ponto reside na forma de aplicação do quadro 4.2, da presente dissertação. A classificação quantitativa de cada ação a avaliar face à resistência, isto é a obtenção da resistência máxima ao esforço axial e momento fletor que lhe corresponde, realiza-se através do cálculo de $M_{j,Rd}$ de um dos casos apresentados. A escolha do caso a que a ação pertence, consiste na correspondência entre os valores de excentricidade e esforço axial apresentados face aos intervalos de excentricidade e esforço axial definidos a cada caso. A ferramenta de cálculo fornece informação acerca do caso em estudo sempre que se introduz uma determinada ação, tal como se pode verificar por observação dos quadros relativos à quantificação das ações das combinações e classificação da resistência e rigidez. O outro caso de estudo das ligações consiste na representação de todos os momentos fletores e esforços axiais resistentes da ligação num gráfico, o que é possível através da representação de todos os valores de excentricidade de ações possíveis, para todos os casos. Uma vez definido o gráfico resistente apenas é necessário introduzir a ação e verificar se os seus valores são inferiores aos resistentes, isto é se o ponto se encontra dentro da curva resistente. Este procedimento encontra-se explicado no quadro 5.29, para o exemplo concreto da ligação 1.

Quadro 5.29 – Expressões de cálculo do momento resistente $M_{j,Rd}$ das bases de pilares

Caso	Esforço dominante	$z[m]$	$M_{j,Rd}$ [kN.m]	
1	Tração	$z = z_{T,l} + z_{T,r} = 0.445$	1.1	1.2
			$N_{Ed} > 0$ e $0 < e < 0.2225$	$N_{Ed} > 0$ e $-0.2225 < e < 0$
			O menordos valores	
			$\frac{F_{T,Rd} z}{z_{t,r} / e + 1}$	$\frac{F_{T,Rd} z}{z_{t,r} / e + 1}$
2	Compressão	$z = z_{C,l} + z_{C,r} = 0.3473$	2.1	2.2
			$N_{Ed} \leq 0$ e $-0.1737 < e < 0$	$N_{Ed} \leq 0$ e $0 < e < 0.1737$
			O menordos valores	
			$\frac{-F_{C,Rd} z}{z_{c,r} / e + 1}$	$\frac{-F_{C,Rd} z}{z_{c,l} / e - 1}$
3	Flexão negativa	$z = z_{C,l} + z_{T,r} = 0.3962$	3.1	3.2
			$N_{Ed} > 0$ e $e \leq -0.2225$	$N_{Ed} \leq 0$ e $e > 0.1737$
			O menordos valores	
			$\frac{-F_{C,Rd} z}{z_{t,r} / e + 1}$	$\frac{F_{T,Rd} z}{z_{c,l} / e - 1}$
4	Flexão positiva	$z = z_{T,l} + z_{C,r} = 0.3962$	4.1	4.2
			$N_{Ed} > 0$ e $e > 0.2225$	$N_{Ed} \leq 0$ e $e \leq -0.1737$
			O menordos valores	
			$\frac{F_{T,Rd} z}{z_{C,r} / e + 1}$	$\frac{-F_{C,Rd} z}{z_{t,l} / e - 1}$

O momento fletor é arbitrado como positivo no sentido do ponteiro dos relógios.
A tração considerada é positiva.

Deve-se notar que se recorreu a um número reduzido de pontos para representar cada curva, 5, embora ligeiramente superior ao mínimo necessário, uma vez que se quis acautelar eventuais erros decorrentes da falta de precisão relativa à consideração de poucos pontos. Deve-se notar que na generalidade dos casos apenas seriam necessários dois pontos, no entanto, no caso das retas limite 3.1, 3.2, 4.1 e 4.2 são necessários três pontos para caraterizar completamente a resistência da ligação à flexão composta, o inicial o final e o intermédio, sendo este último o que permite a representação da resistência mais fiel possível, uma vez que este é o responsável pela caraterização do maior momento fletor que pode ocorrer (este ponto ocorre em 3.1 ou 3.2 e 4.1 ou 4.2). Quando digo maior momento falo em termos absolutos pois na realidade na zona esquerda do gráfico, ou seja relativamente à resistência dos casos 3.1 ou 3.2 é o menor pois estas possuem valores de momentos fletores negativos. Este ponto é definido à custa da excentricidade que conduz ao mesmo valor de momento resistente gerado pelas forças à esquerda e à direita da ligação, ou seja no caso 3 pela igualdade (5.11) no caso 4 pela igualdade (5.12). Resolvendo as duas equações em ordem à excentricidade conclui-se que quer numa situação quer na outra, esta excentricidade peculiar pode ser determinada à custa da expressão (5.13).

$$\frac{-F_{C,Rd} z}{z_{t,r} / e + 1} = \frac{F_{T,Rd} z}{z_{c,l} / e - 1} \quad (5.11)$$

$$\frac{F_{T,Rd} z}{z_{C,r} / e + 1} = \frac{-F_{C,Rd} z}{z_{t,l} / e - 1} \quad (5.12)$$

$$e = \frac{F_{T,Rd} z_T + F_{C,Rd} z_C}{F_C - F_T} \quad (5.13)$$

Devemos ainda notar que foi possível desenvolver um gráfico com precisão adequada a qualquer ligação que se pretenda estudar, à custa da introdução de Δ_1 e Δ_2 muito pequenos.

A aplicação de Δ_1 , apresentado no quadro 5.30, justifica-se devido ao facto de se pretender tratar excentricidades definidas em intervalos abertos, querendo, no entanto, que a excentricidade da qual se parte seja muito próxima do valor que define o intervalo aberto, uma vez que se pretende garantir convergência e continuidade entre os segmentos de retas adjacentes. Quanto a Δ_2 este serve para distribuir as excentricidades de forma linear no intervalo que define cada caso, isto é pretende-se que a os pontos resistentes se distribuam uniformemente no intervalo a que pertencem. Quanto às retas representativas do momento fletor dominante (3.1, 3.2, 4.1 e 4.2) foi ainda necessário fechar o intervalo para o qual a excentricidade se define, e após várias experiências em diferentes ligações concluímos que para a generalidade dos casos era adequado considerar uma excentricidade em módulo igual a 1000, $e = 1000$. Uma vez tecidas todas as considerações necessárias à construção dos gráficos, apresenta-se no quadro 5.31 os valores à custa dos quais se constitui o ábaco resistente da ligação considerando a atuação dos seis níveis de esforço transversos desde a não existência desta ação até ao seu valor limite, para os pilares P1 e P2 relativos à combinação 1. Quanto aos valores que definem a resistência da ligação para o pilar P1 quando solicitado pela combinação 2 deve-se atentar no quadro 5.32 e os relativos ao pilar P2 exposto à ação da combinação 2 no quadro 5.33.

Quadro 5.30 – Controlo pontos

	Δ_1	e_{final}
Retas 1 e 2	1E-14	
Retas 3 e 4	1E-10	1000

Quadro 5.31 – Valores de cálculo do momento resistente $M_{j,Rd}$ das bases dos pilares P1 e P2 para a combinação 1

Retas			$F_{v,Ed,0}$		$F_{v,Ed,1}$		$F_{v,Ed,2}$		$F_{v,Ed,3}$		$F_{v,Ed,4}$		$F_{v,Ed,5}$	
			M_{Rd}	N_{Rd}	M_{Rd}	N_{Rd}	M_{Rd}	N_{Rd}	M_{Rd}	N_{Rd}	M_{Rd}	N_{Rd}	M_{Rd}	N_{Rd}
			[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]
1.1		0.00	0.0	565.5	0.0	565.5	0.0	424.1	0.0	282.7	0.0	141.4	0.0	0.0
Δe2		0.06	25.2	452.4	25.2	452.4	18.9	339.3	12.6	226.2	6.3	113.1	0.0	0.0
0.056		0.11	41.9	377.0	41.9	377.0	31.5	282.7	21.0	188.5	10.5	94.2	0.0	0.0
z	z t	0.17	53.9	323.1	53.9	323.1	40.4	242.4	27.0	161.6	13.5	80.8	0.0	0.0
0.445	0.223	0.22	62.9	282.7	62.9	282.7	47.2	212.1	31.5	141.4	15.7	70.7	0.0	0.0
4.1		0.22	62.9	282.7	62.9	282.7	47.2	212.1	31.5	141.4	15.7	70.7	0.0	0.0
Δe2	z t	0.45	80.8	179.9	80.8	179.9	56.1	160.5	34.4	124.6	28.0	0.1	0.0	0.0
249.9	0.223	500.11	112.0	0.2	112.0	0.2	84.0	0.2	56.0	0.1	28.0	0.1	0.0	0.0
z	z c	750.06	112.0	0.1	112.0	0.1	84.0	0.1	56.0	0.1	28.0	0.0	0.0	0.0
0.396	0.174	1000.00	112.0	0.1	112.0	0.1	84.0	0.1	56.0	0.1	28.0	0.0	0.0	0.0
4.2		-1000.00	112.0	-0.1	112.0	-0.1	84.0	-0.1	56.0	-0.1	28.0	0.0	0.0	0.0
Δe2	z t	-750.04	112.0	-0.1	112.0	-0.1	84.0	-0.1	56.0	-0.1	28.0	0.0	0.0	0.0
-250.0	0.223	-500.09	112.0	-0.2	112.0	-0.2	84.0	-0.2	56.0	-0.1	28.0	-0.1	0.0	0.0
z	z c	-0.45	182.6	-406.8	182.6	-406.8	166.9	-477.4	151.2	-548.1	135.5	-618.8	0.0	0.0
0.396	0.174	-0.17	119.7	-689.5	119.7	-689.5	119.7	-689.5	119.7	-689.5	119.7	-689.5	0.0	0.0
2.1		-0.174	119.7	-689.5	119.7	-689.5	119.7	-689.5	119.7	-689.5	119.7	-689.5	119.7	-689.5
Δe2		-0.130	102.6	-788.0	102.6	-788.0	102.6	-788.0	102.6	-788.0	102.6	-788.0	102.6	-788.0
0.043		-0.087	79.8	-919.3	79.8	-919.3	79.8	-919.3	79.8	-919.3	79.8	-919.3	79.8	-919.3
z	z c	-0.043	47.9	-1103.2	47.9	-1103.2	47.9	-1103.2	47.9	-1103.2	47.9	-1103.2	47.9	-1103.2
0.347	0.174	0.000	0.0	-1379.0	0.0	-1379.0	0.0	-1379.0	0.0	-1379.0	0.0	-1379.0	0.0	-1379.0
2.2		0.00	0.0	-1379.0	0.0	-1379.0	0.0	-1379.0	0.0	-1379.0	0.0	-1379.0	0.0	-1379.0
Δe2		0.04	-47.9	-1103.2	-47.9	-1103.2	-47.9	-1103.2	-47.9	-1103.2	-47.9	-1103.2	-47.9	-1103.2
-0.043		0.09	-79.8	-919.3	-79.8	-919.3	-79.8	-919.3	-79.8	-919.3	-79.8	-919.3	-79.8	-919.3
z	z c	0.13	-102.6	-788.0	-102.6	-788.0	-102.6	-788.0	-102.6	-788.0	-102.6	-788.0	-102.6	-788.0
0.347	0.174	0.17	-119.7	-689.5	-119.7	-689.5	-119.7	-689.5	-119.7	-689.5	-119.7	-689.5	-119.7	-689.5

3.2		0.17	-119.7	-689.5	-119.7	-689.5	-119.7	-689.5	-119.7	-689.5	-119.7	-689.5	0.0	0.0
Δe_2	z c	0.45	-182.6	-406.8	-182.6	-406.8	-166.9	-477.4	-151.2	-548.1	-135.5	-618.8	0.0	0.0
250.0	0.174	500.09	-112.0	-0.2	-112.0	-0.2	-84.0	-0.2	-56.0	-0.1	-28.0	-0.1	0.0	0.0
z	z t	750.04	-112.0	-0.1	-112.0	-0.1	-84.0	-0.1	-56.0	-0.1	-28.0	0.0	0.0	0.0
0.396	0.223	1000.00	-112.0	-0.1	-112.0	-0.1	-84.0	-0.1	-56.0	-0.1	-28.0	0.0	0.0	0.0
3.1		-1000.00	-112.0	0.1	-112.0	0.1	-84.0	0.1	-56.0	0.1	-28.0	0.0	0.0	0.0
Δe_2	z c	-750.06	-112.0	0.1	-112.0	0.1	-84.0	0.1	-56.0	0.1	-28.0	0.0	0.0	0.0
-249.9	0.174	-500.11	-112.0	0.2	-112.0	0.2	-84.0	0.2	-56.0	0.1	-28.0	0.1	0.0	0.0
z	z t	-0.45	-80.8	179.9	-80.8	179.9	-56.1	160.5	-34.4	124.6	-28.0	0.1	0.0	0.0
0.396	0.223	-0.22	-62.9	282.7	-62.9	282.7	-47.2	212.1	-31.5	141.4	-15.7	70.7	0.0	0.0
1.2		-0.22	-62.9	282.7	-62.9	282.7	-47.2	212.1	-31.5	141.4	-15.7	70.7	0.0	0.0
Δe_2		-0.17	-53.9	323.1	-53.9	323.1	-40.4	242.4	-27.0	161.6	-13.5	80.8	0.0	0.0
-0.056		-0.11	-41.9	377.0	-41.9	377.0	-31.5	282.7	-21.0	188.5	-10.5	94.2	0.0	0.0
z	z t	-0.06	-25.2	452.4	-25.2	452.4	-18.9	339.3	-12.6	226.2	-6.3	113.1	0.0	0.0
0.445	0.223	0.00	0.0	565.5	0.0	565.5	0.0	424.1	0.0	282.7	0.0	141.4	0.0	0.0

Quadro 5.32 – Valores de cálculo do momento resistente $M_{j,Rd}$ da base do pilar P1 combinação 2

Retas			$F_{v,Ed,0}$		$F_{v,Ed,1}$		$F_{v,Ed,2}$		$F_{v,Ed,3}$		$F_{v,Ed,4}$		$F_{v,Ed,5}$	
			M_{Rd}	N_{Rd}	M_{Rd}	N_{Rd}	M_{Rd}	N_{Rd}	M_{Rd}	N_{Rd}	M_{Rd}	N_{Rd}	M_{Rd}	N_{Rd}
			[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]
1.1			0.00	0.0	565.5	0.0	565.5	0.0	424.1	0.0	282.7	0.0	141.4	0.0
Δe2			0.06	25.2	452.4	25.2	452.4	18.9	339.3	12.6	226.2	6.3	113.1	0.0
0.056			0.11	41.9	377.0	41.9	377.0	31.5	282.7	21.0	188.5	10.5	94.2	0.0
z	z t		0.17	53.9	323.1	53.9	323.1	40.4	242.4	27.0	161.6	13.5	80.8	0.0
0.445	0.223		0.22	62.9	282.7	62.9	282.7	47.2	212.1	31.5	141.4	15.7	70.7	0.0
4.1			0.22	62.9	282.7	62.9	282.7	47.2	212.1	31.5	141.4	15.7	70.7	0.0
Δe2	z t		0.45	80.8	179.9	80.8	179.9	56.1	160.5	34.4	124.6	28.0	0.1	0.0
249.9	0.223		500.11	112.0	0.2	112.0	0.2	84.0	0.2	56.0	0.1	28.0	0.1	0.0
z	z c		750.06	112.0	0.1	112.0	0.1	84.0	0.1	56.0	0.1	28.0	0.0	0.0
0.396	0.174		1000.00	112.0	0.1	112.0	0.1	84.0	0.1	56.0	0.1	28.0	0.0	0.0
4.2			-1000.00	112.0	-0.1	112.0	-0.1	84.0	-0.1	56.0	-0.1	28.0	0.0	0.0
Δe2	z t		-750.04	112.0	-0.1	112.0	-0.1	84.0	-0.1	56.0	-0.1	28.0	0.0	0.0
-250.0	0.223		-500.09	112.0	-0.2	112.0	-0.2	84.0	-0.2	56.0	-0.1	28.0	-0.1	0.0
z	z c		-0.45	182.6	-406.8	182.6	-406.8	166.9	-477.4	151.2	-548.1	135.5	-618.8	0.0
0.396	0.174		-0.17	119.7	-689.5	119.7	-689.5	119.7	-689.5	119.7	-689.5	119.7	-689.5	0.0
2.1			-0.174	119.7	-689.5	119.7	-689.5	119.7	-689.5	119.7	-689.5	119.7	-689.5	119.7
Δe2			-0.130	102.6	-788.0	102.6	-788.0	102.6	-788.0	102.6	-788.0	102.6	-788.0	102.6
0.043			-0.087	79.8	-919.3	79.8	-919.3	79.8	-919.3	79.8	-919.3	79.8	-919.3	79.8
z	z c		-0.043	47.9	-1103.2	47.9	-1103.2	47.9	-1103.2	47.9	-1103.2	47.9	-1103.2	47.9
0.347	0.174		0.000	0.0	-1379.0	0.0	-1379.0	0.0	-1379.0	0.0	-1379.0	0.0	-1379.0	-1379.0
2.2			0.00	0.0	-1379.0	0.0	-1379.0	0.0	-1379.0	0.0	-1379.0	0.0	-1379.0	-1379.0
Δe2			0.04	-47.9	-1103.2	-47.9	-1103.2	-47.9	-1103.2	-47.9	-1103.2	-47.9	-1103.2	-47.9
-0.043			0.09	-79.8	-919.3	-79.8	-919.3	-79.8	-919.3	-79.8	-919.3	-79.8	-919.3	-919.3
z	z c		0.13	-102.6	-788.0	-102.6	-788.0	-102.6	-788.0	-102.6	-788.0	-102.6	-788.0	-788.0

0.347	0.174	0.17	-119.7	-689.5	-119.7	-689.5	-119.7	-689.5	-119.7	-689.5	-119.7	-689.5	-119.7	-689.5
3.2		0.17	-119.7	-689.5	-119.7	-689.5	-119.7	-689.5	-119.7	-689.5	-119.7	-689.5	0.0	0.0
Δe_2	z c	0.45	-182.6	-406.8	-182.6	-406.8	-166.9	-477.4	-151.2	-548.1	-135.5	-618.8	0.0	0.0
250.0	0.174	500.09	-112.0	-0.2	-112.0	-0.2	-84.0	-0.2	-56.0	-0.1	-28.0	-0.1	0.0	0.0
z	z t	750.04	-112.0	-0.1	-112.0	-0.1	-84.0	-0.1	-56.0	-0.1	-28.0	0.0	0.0	0.0
0.396	0.223	1000.00	-112.0	-0.1	-112.0	-0.1	-84.0	-0.1	-56.0	-0.1	-28.0	0.0	0.0	0.0
3.1		-1000.00	-112.0	0.1	-112.0	0.1	-84.0	0.1	-56.0	0.1	-28.0	0.0	0.0	0.0
Δe_2	z c	-750.06	-112.0	0.1	-112.0	0.1	-84.0	0.1	-56.0	0.1	-28.0	0.0	0.0	0.0
-249.9	0.174	-500.11	-112.0	0.2	-112.0	0.2	-84.0	0.2	-56.0	0.1	-28.0	0.1	0.0	0.0
z	z t	-0.45	-80.8	179.9	-80.8	179.9	-56.1	160.5	-34.4	124.6	-28.0	0.1	0.0	0.0
0.396	0.223	-0.22	-62.9	282.7	-62.9	282.7	-47.2	212.1	-31.5	141.4	-15.7	70.7	0.0	0.0
1.2		-0.22	-62.9	282.7	-62.9	282.7	-47.2	212.1	-31.5	141.4	-15.7	70.7	0.0	0.0
Δe_2		-0.17	-53.9	323.1	-53.9	323.1	-40.4	242.4	-27.0	161.6	-13.5	80.8	0.0	0.0
-0.056		-0.11	-41.9	377.0	-41.9	377.0	-31.5	282.7	-21.0	188.5	-10.5	94.2	0.0	0.0
z	z t	-0.06	-25.2	452.4	-25.2	452.4	-18.9	339.3	-12.6	226.2	-6.3	113.1	0.0	0.0
0.445	0.223	0.00	0.0	565.5	0.0	565.5	0.0	424.1	0.0	282.7	0.0	141.4	0.0	0.0

Quadro 5.33 – Valores de cálculo do momento resistente $M_{j,Rd}$ da base do pilar P2 combinação 2

Retas		$F_{v,Ed,0}$		$F_{v,Ed,1}$		$F_{v,Ed,2}$		$F_{v,Ed,3}$		$F_{v,Ed,4}$		$F_{v,Ed,5}$	
		M_{Rd}	N_{Rd}	M_{Rd}	N_{Rd}	M_{Rd}	N_{Rd}	M_{Rd}	N_{Rd}	M_{Rd}	N_{Rd}	M_{Rd}	N_{Rd}
		[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]
1.1		0.00	0.0	565.5	0.0	565.5	0.0	424.1	0.0	282.7	0.0	141.4	0.0
Δe2		0.06	25.2	452.4	25.2	452.4	18.9	339.3	12.6	226.2	6.3	113.1	0.0
0.056		0.11	41.9	377.0	41.9	377.0	31.5	282.7	21.0	188.5	10.5	94.2	0.0
z	z t	0.17	53.9	323.1	53.9	323.1	40.4	242.4	27.0	161.6	13.5	80.8	0.0
0.445	0.223	0.22	62.9	282.7	62.9	282.7	47.2	212.1	31.5	141.4	15.7	70.7	0.0
4.1		0.22	62.9	282.7	62.9	282.7	47.2	212.1	31.5	141.4	15.7	70.7	0.0
Δe2	z t	0.45	80.8	179.9	80.8	179.9	56.1	160.5	34.4	124.6	28.0	0.1	0.0
249.9	0.223	500.11	112.0	0.2	112.0	0.2	84.0	0.2	56.0	0.1	28.0	0.1	0.0
z	z c	750.06	112.0	0.1	112.0	0.1	84.0	0.1	56.0	0.1	28.0	0.0	0.0
0.396	0.174	1000.00	112.0	0.1	112.0	0.1	84.0	0.1	56.0	0.1	28.0	0.0	0.0
4.2		-1000.00	112.0	-0.1	112.0	-0.1	84.0	-0.1	56.0	-0.1	28.0	0.0	0.0
Δe2	z t	-750.04	112.0	-0.1	112.0	-0.1	84.0	-0.1	56.0	-0.1	28.0	0.0	0.0
-250.0	0.223	-500.09	112.0	-0.2	112.0	-0.2	84.0	-0.2	56.0	-0.1	28.0	-0.1	0.0
z	z c	-0.45	182.6	-406.8	182.6	-406.8	166.9	-477.4	151.2	-548.1	135.5	-618.8	0.0
0.396	0.174	-0.17	119.7	-689.5	119.7	-689.5	119.7	-689.5	119.7	-689.5	119.7	-689.5	0.0
2.1		-0.174	119.7	-689.5	119.7	-689.5	119.7	-689.5	119.7	-689.5	119.7	-689.5	-689.5
Δe2		-0.130	102.6	-788.0	102.6	-788.0	102.6	-788.0	102.6	-788.0	102.6	-788.0	-788.0
0.043		-0.087	79.8	-919.3	79.8	-919.3	79.8	-919.3	79.8	-919.3	79.8	-919.3	-919.3
z	z c	-0.043	47.9	-1103.2	47.9	-1103.2	47.9	-1103.2	47.9	-1103.2	47.9	-1103.2	-1103.2
0.347	0.174	0.000	0.0	-1379.0	0.0	-1379.0	0.0	-1379.0	0.0	-1379.0	0.0	-1379.0	-1379.0
2.2		0.00	0.0	-1379.0	0.0	-1379.0	0.0	-1379.0	0.0	-1379.0	0.0	-1379.0	-1379.0
Δe2		0.04	-47.9	-1103.2	-47.9	-1103.2	-47.9	-1103.2	-47.9	-1103.2	-47.9	-1103.2	-1103.2
-0.043		0.09	-79.8	-919.3	-79.8	-919.3	-79.8	-919.3	-79.8	-919.3	-79.8	-919.3	-919.3
z	z c	0.13	-102.6	-788.0	-102.6	-788.0	-102.6	-788.0	-102.6	-788.0	-102.6	-788.0	-788.0
0.347	0.174	0.17	-119.7	-689.5	-119.7	-689.5	-119.7	-689.5	-119.7	-689.5	-119.7	-689.5	-689.5
3.2		0.17	-119.7	-689.5	-119.7	-689.5	-119.7	-689.5	-119.7	-689.5	-119.7	-689.5	0.0

Δe_2	z c	0.45	-182.6	-406.8	-182.6	-406.8	-166.9	-477.4	-151.2	-548.1	-135.5	-618.8	0.0	0.0
250.0	0.174	500.09	-112.0	-0.2	-112.0	-0.2	-84.0	-0.2	-56.0	-0.1	-28.0	-0.1	0.0	0.0
z	z t	750.04	-112.0	-0.1	-112.0	-0.1	-84.0	-0.1	-56.0	-0.1	-28.0	0.0	0.0	0.0
0.396	0.223	1000.00	-112.0	-0.1	-112.0	-0.1	-84.0	-0.1	-56.0	-0.1	-28.0	0.0	0.0	0.0
3.1		-1000.00	-112.0	0.1	-112.0	0.1	-84.0	0.1	-56.0	0.1	-28.0	0.0	0.0	0.0
Δe_2	z c	-750.06	-112.0	0.1	-112.0	0.1	-84.0	0.1	-56.0	0.1	-28.0	0.0	0.0	0.0
-249.9	0.174	-500.11	-112.0	0.2	-112.0	0.2	-84.0	0.2	-56.0	0.1	-28.0	0.1	0.0	0.0
z	z t	-0.45	-80.8	179.9	-80.8	179.9	-56.1	160.5	-34.4	124.6	-28.0	0.1	0.0	0.0
0.396	0.223	-0.22	-62.9	282.7	-62.9	282.7	-47.2	212.1	-31.5	141.4	-15.7	70.7	0.0	0.0
1.2		-0.22	-62.9	282.7	-62.9	282.7	-47.2	212.1	-31.5	141.4	-15.7	70.7	0.0	0.0
Δe_2		-0.17	-53.9	323.1	-53.9	323.1	-40.4	242.4	-27.0	161.6	-13.5	80.8	0.0	0.0
-0.056		-0.11	-41.9	377.0	-41.9	377.0	-31.5	282.7	-21.0	188.5	-10.5	94.2	0.0	0.0
z	z t	-0.06	-25.2	452.4	-25.2	452.4	-18.9	339.3	-12.6	226.2	-6.3	113.1	0.0	0.0
0.445	0.223	0.00	0.0	565.5	0.0	565.5	0.0	424.1	0.0	282.7	0.0	141.4	0.0	0.0

5.4.2. RESISTÊNCIA DA LIGAÇÃO DO PILAR P1 DO PT2

5.4.2.1. Quantificação da resistência dos componentes básicos

A presente ligação possui, à compressão, as forças resistentes máximas relativas aos componentes 1 e 2 quantificadas no quadro 5.34, as quais são independentes das ações atuantes. Estes valores foram determinados à custa do exposto nos pontos 4.2.1.1 e 4.2.1.2 da presente dissertação.

Quadro 5.34 – Valores de cálculo das forças plásticas dos componentes da ligação à compressão

Componentes	Forças resistentes [kN]	
1	$F_{c,fc,Rd}$	689.50
2	$F_{c,pl,Rd}$	1105.68

As forças resistente plástica da ligação à tração, componente 3, foram determinadas de acordo com o apresentado no ponto 4.2.1.3, encontrando-se quantificadas no quadro 5.36, as quais correspondem a diferentes níveis de atuação de esforço transverso. Estas forças resultam da consideração das expressões relativas aos casos em que não se desenvolvem forças de alavanca uma vez que $L_b > L_b^*$, tal como se pode observar no quadro 5.35.

Quadro 5.35 – Verificação do desenvolvimento de FA

Desenvolvem-se forças de alavanca, FA?	
Não há FA	
L_b	L_b^*
[m]	
0.281	0.032

Quadro 5.36 – Valores de cálculo das forças plásticas do componente da ligação à tração

$F_{T,Rd,0}$	$F_{T,Rd,0}$	$F_{T,Rd,2}$	$F_{T,Rd,3}$	$F_{T,Rd,4}$	$F_{T,Rd,5}$
[kN]					
282.7	282.7	212.1	141.4	70.7	0.0
Modo de rotura condicionante					
3	3	3	3	3	3

Interação entre o esforço transverso resistente e a força de tração dos chumbadouros para a combinação 1 dos pilares P1 do pórtico 2

O valor de cálculo da resistência ao esforço transverso quando a ligação do pilar P1 é solicitada pela combinação 1 é o apresentado no quadro 5.37.

Quadro 5.37 – Valor de cálculo da resistência ao esforço transversal da ligação para a combinação 1 de P1 do pórtico 2

$F_{v,Rd}$ [kN]		
119.08		
$F_{f,Rd}$ [kN]	n	$F_{vb,Rd}$ [kN]
28.64	4	22.61
		$F_{1,vb,Rd}$ [kN]
		$F_{2,vb,Rd}$ [kN]
		97.20
		22.61
$F_{v,Rd,chumb.}$ [kN]		
29.77		

Para esta solicitação, o valor do esforço transversal a partir do qual há redução da força de tração atuante máxima nos chumbadouros é:

$$F_{v,Ed,1} = 8.51 \text{ [kN]}$$

As restantes quatro curvas de esforço transversal que representam os diferentes níveis de ação desde $F_{v,Ed,1}$ até ao seu valor resistente máximo, $F_{v,Rd,chumb.}$, distribuem-se de forma linear, as quais se obtêm à custa do seguinte intervalo:

$$\Delta V = \frac{F_{v,Rd} - F_{v,Ed,1}}{4} = \frac{29.77 - 8.51}{4} = 5.32 \text{ [kN]}$$

Assim, as curvas de esforço transversal representativas desta combinação são as quantificadas no quadro 5.38.

Quadro 5.38 – Diferentes níveis de atuação do esforço transversal para a combinação 1 de P1 do pórtico 2

$F_{v,Ed,0}$	$F_{v,Ed,1}$	$F_{v,Ed,2}$	$F_{v,Ed,3}$	$F_{v,Ed,4}$	$F_{v,Ed,5}$
[kN]					
0.00	8.51	13.82	19.14	24.45	29.77

Interação entre o esforço transversal resistente e a força de tração dos chumbadouros para a combinação 2 do pilar P1 do pórtico 2

O valor de cálculo da resistência ao esforço transversal quando a ligação do pilar P1 é solicitada pela combinação 2 é o apresentado no quadro 5.39.

Quadro 5.39 – Valor de cálculo da resistência ao esforço transversal da ligação para a combinação 2 de P1 do pórtico 2

$F_{v,Rd}$ [kN]		
124.51		
$F_{f,Rd}$ [kN]	n	$F_{vb,Rd}$ [kN]
34.072	4	22.61
	$F_{1,vb,Rd}$ [kN]	$F_{2,vb,Rd}$ [kN]
	97.20	22.61
$F_{v,Rd,chumb.}$ [kN]		
31.13		

Para esta solicitação, o valor do esforço transversal a partir do qual há redução da força de tração atuante máxima nos chumbadouros é:

$$F_{v,Ed,1} = 8.89 \text{ [kN]}$$

As restantes quatro curvas de esforço transversal que representam os diferentes níveis de ação desde $F_{v,Ed,1}$ até ao seu valor resistente máximo, $F_{v,Rd,chumb.}$, distribuem-se de forma linear, as quais se obtêm à custa do seguinte intervalo:

$$\Delta V = \frac{F_{v,Rd} - F_{v,Ed,1}}{4} = \frac{31.13 - 8.89}{4} = 5.56 \text{ [kN]}$$

Assim, as curvas de esforço transversal representativas desta combinação são as quantificadas no quadro 5.40.

Quadro 5.40 – Diferentes níveis de atuação do esforço transversal para a combinação 2 de P1 do pórtico 2

$F_{v,Ed,0}$	$F_{v,Ed,1}$	$F_{v,Ed,2}$	$F_{v,Ed,3}$	$F_{v,Ed,4}$	$F_{v,Ed,5}$
[kN]					
0.00	8.89	14.45	20.01	25.57	31.13

Os resultados dos níveis de esforço transversal definidos são relativos a um único chumbadouro, no entanto, a informação presente no ábaco refere-se à ligação de uma forma geral. Portanto, o quadro 5.41 apresenta a resistência total da ligação ao esforço transversal que se obtém através da consideração da existência de 4 chumbadouros para o feito.

Quadro 5.41 – Diferentes níveis de atuação de esforço transversal total para as diferentes combinações para o pilar P1

Combinações	$F_{v,Ed,0}$	$F_{v,Ed,1}$	$F_{v,Ed,2}$	$F_{v,Ed,3}$	$F_{v,Ed,4}$	$F_{v,Ed,5}$
	[kN]					
1	0	34.02	55.29	76.55	97.82	119.08
2	0	35.57	57.81	80.04	102.28	124.51

5.4.2.2. Definição da resistência global da ligação para a flexão composta e esforço transversal

As forças resistentes da ligação nas zonas esquerda e direita da ligação à tração e compressão, F_T e F_C da ligação do pilar P1 encontram-se devidamente quantificadas no quadro 5.42.

Quadro 5.42 – Valores de cálculo da resistência à tração e compressão das correspondentes zonas da ligação para os diferentes níveis de atuação do esforço transversal

F_T	$F_{T,Rd,0}$	$F_{T,Rd,1}$	$F_{T,Rd,2}$	$F_{T,Rd,3}$	$F_{T,Rd,4}$	$F_{T,Rd,5}$
	[kN]					
	94.00	94.00	70.50	47.00	23.50	0.00
F_C	$= \min(F_{c,fc,Rd} ; F_{c,pl,Rd})$					
	[kN]					
	673.50					

Relativamente à parcela dos binários das forças caracterizadoras do respetivo braço do binário a cada caso de combinação de ação que pode ocorrer numa ligação, estes são definidos no quadro 5.43.

Quadro 5.43 – Parcela dos braços dos binários relativos às zonas de tração e compressão de uma ligação

z_T	z_C
[m]	
0.300	0.242

O momento fletor resistente da ligação para cada caso de combinação de ações deve resultar da aplicação das expressões apresentadas no quadro 5.44.

Quadro 5.44 – Expressões de cálculo do momento resistente $M_{j,Rd}$ das bases de pilares

Caso	Esforço dominante	$z[m]$	$M_{j,Rd} [kN.m]$	
			1.1	1.2
1	Tração	$z = z_{T,l} + z_{T,r} = 0.600$	$N_{Ed} > 0$ e $0 < e < 0.300$	$N_{Ed} > 0$ e $-0.300 < e < 0$
			O menordos valores	
			$\frac{F_{T,Rd} z}{z_{t,r} / e + 1}$	$\frac{F_{T,Rd} z}{z_{t,r} / e + 1}$
2	Compressão	$z = z_{C,l} + z_{C,r} = 0.484$	2.1 $N_{Ed} \leq 0$ e $-0.242 < e < 0$	2.2 $N_{Ed} \leq 0$ e $0 < e < 0.242$
			O menordos valores	
			$\frac{-F_{C,Rd} z}{z_{c,r} / e + 1}$	$\frac{-F_{C,Rd} z}{z_{c,l} / e - 1}$
3	Flexão negativa	$z = z_{C,l} + z_{T,r} = 0.542$	3.1 $N_{Ed} > 0$ e $e \leq -0.300$	3.2 $N_{Ed} \leq 0$ e $e > 0.242$
			O menordos valores	
			$\frac{-F_{C,Rd} z}{z_{t,r} / e + 1}$	$\frac{F_{T,Rd} z}{z_{c,l} / e - 1}$
4	Flexão positiva	$z = z_{T,l} + z_{C,r} = 0.542$	4.1 $N_{Ed} > 0$ e $e > 0.300$	4.2 $N_{Ed} \leq 0$ e $e \leq -0.242$
			O menordos valores	
			$\frac{F_{T,Rd} z}{z_{C,r} / e + 1}$	$\frac{-F_{C,Rd} z}{z_{t,l} / e - 1}$

O momento fletor é arbitrado como positivo no sentido do ponteiro dos relógios.
A tração considerada é positiva.

5.4.3. RESISTÊNCIA DA LIGAÇÃO DO PILAR P2 DO PT2

5.4.3.1. Quantificação da resistência dos componentes básicos

A presente ligação possui, à compressão, as forças resistentes máximas relativas aos componentes 1 e 2 quantificadas no quadro 5.45, as quais são independentes das ações atuantes. Estes valores foram determinados à custa do exposto nos pontos 4.2.1.1 e 4.2.1.2 da presente dissertação.

Quadro 5.45 – Valores de cálculo das forças plásticas dos componentes da ligação à compressão

Componentes	Forças resistentes	
	[kN]	
1	$F_{c,fc,Rd}$	1065.27
2	$F_{c,pl,Rd}$	1695.83

As forças resistente plástica da ligação à tração, componente 3, foram determinadas de acordo com o apresentado no ponto 4.2.1.3, encontrando-se quantificadas no quadro 5.47, as quais correspondem a diferentes níveis de atuação de esforço transverso. Estas forças resultam da consideração das expressões relativas aos casos em que não se desenvolvem forças de alavanca uma vez que $L_b > L_b^*$, tal como se pode observar no quadro 5.46.

Quadro 5.46 – Verificação do desenvolvimento de FA

Desenvolvem-se forças de alavanca, FA?	
Não há FA	
L_b	L_b^*
[m]	
0.298	0.034

Quadro 5.47 – Valores de cálculo das forças plásticas do componente da ligação à tração

$F_{T,Rd,0}$	$F_{T,Rd,0}$	$F_{T,Rd,2}$	$F_{T,Rd,3}$	$F_{T,Rd,4}$	$F_{T,Rd,5}$
[kN]					
438.5	438.5	385.7	257.1	128.6	0.0
Modo de rotura condicionante					
1 ou 2	1 ou 2	3	3	3	3

Interação entre o esforço transverso resistente e a força de tração dos chumbadouros para a combinação 1 dos pilares P2 do pórtico 2

O valor de cálculo da resistência ao esforço transverso quando a ligação do pilar P2 é solicitada pela combinação 1 é o apresentado no quadro 5.48.

Quadro 5.48 – Valor de cálculo da resistência ao esforço transversal da ligação para a combinação 1 de P2 do pórtico 2

$F_{v,Rd}$ [kN]		
410.68		
$F_{f,Rd}$ [kN]	n	$F_{vb,Rd}$ [kN]
25.94	8	48.09
$F_{1,vb,Rd}$ [kN]		$F_{2,vb,Rd}$ [kN]
121.19		48.09
$F_{v,Rd,chumb.}$ [kN]		
51.33		

Para esta solicitação, o valor do esforço transversal a partir do qual há redução da força de tração atuante máxima nos chumbadouros é:

$$F_{v,Ed,1} = 14.67 \text{ [kN]}$$

As restantes quatro curvas de esforço transversal que representam os diferentes níveis de ação desde $F_{v,Ed,1}$ até ao seu valor resistente máximo, $F_{v,Rd,chumb.}$, distribuem-se de forma linear, as quais se obtêm à custa do seguinte intervalo:

$$\Delta V = \frac{F_{v,Rd} - F_{v,Ed,1}}{4} = \frac{51.33 - 14.67}{4} = 9.17 \text{ [kN]}$$

Assim, as curvas de esforço transversal representativas desta combinação são as quantificadas no quadro 5.49.

Quadro 5.49 – Diferentes níveis de atuação do esforço transversal para a combinação 1 de P2 do pórtico 2

$F_{v,Ed,0}$	$F_{v,Ed,1}$	$F_{v,Ed,2}$	$F_{v,Ed,3}$	$F_{v,Ed,4}$	$F_{v,Ed,5}$
[kN]					
0.00	14.67	23.83	33.00	42.17	51.33

Interação entre o esforço transversal resistente e a força de tração dos chumbadouros para a combinação 2 do pilar P2 do pórtico 2

O valor de cálculo da resistência ao esforço transversal quando a ligação do pilar P2 é solicitada pela combinação 2 é o apresentado no Quadro 5.50.

Quadro 5.50 – Valor de cálculo da resistência ao esforço transversal da ligação para a combinação 2 de P2 do pórtico 2

$F_{v,Rd}$ [kN]		
417.22		
$F_{f,Rd}$ [kN]	n	$F_{vb,Rd}$ [kN]
32.48	8	48.09
	$F_{1,vb,Rd}$ [kN]	$F_{2,vb,Rd}$ [kN]
	121.19	48.09
$F_{v,Rd,chumb.}$ [kN]		
52.15		

Para esta solicitação, o valor do esforço transversal a partir do qual há redução da força de tração atuante máxima nos chumbadouros é:

$$F_{v,Ed,1} = 14.90 \text{ [kN]}$$

As restantes quatro curvas de esforço transversal que representam os diferentes níveis de ação desde $F_{v,Ed,1}$ até ao seu valor resistente máximo, $F_{v,Rd,chumb.}$, distribuem-se de forma linear, as quais se obtêm à custa do seguinte intervalo:

$$\Delta V = \frac{F_{v,Rd} - F_{v,Ed,1}}{4} = \frac{52.15 - 14.90}{4} = 9.31 \text{ [kN]}$$

Assim, as curvas de esforço transversal representativas desta combinação são as quantificadas no quadro 5.51.

Quadro 5.51 – Diferentes níveis de atuação do esforço transversal para a combinação 2 de P2 do pórtico 2

$F_{v,Ed,0}$	$F_{v,Ed,1}$	$F_{v,Ed,2}$	$F_{v,Ed,3}$	$F_{v,Ed,4}$	$F_{v,Ed,5}$
[kN]					
0.00	14.90	24.21	33.53	42.84	52.15

Os resultados dos níveis de esforço transversal definidos são relativos a um único chumbadouro, no entanto, a informação presente no ábaco refere-se à ligação de uma forma geral. Portanto, o quadro 5.52 apresenta a resistência total da ligação ao esforço transversal que se obtém através da consideração da existência de 8 chumbadouros para o feito.

Quadro 5.52 – Diferentes níveis de atuação de esforço transversal total para as diferentes combinações

Combinações	$F_{v,Ed,0}$	$F_{v,Ed,1}$	$F_{v,Ed,2}$	$F_{v,Ed,3}$	$F_{v,Ed,4}$	$F_{v,Ed,5}$
			[kN]			
1	0	117.34	190.67	264.01	97.82	119.08
2	0	119.20	190.67	264.01	337.34	410.68

5.4.3.2. Definição da resistência global da ligação para a flexão composta e esforço transversal

As forças resistência da ligação nas zonas esquerda e direita da ligação à tração e compressão, F_T e F_C da ligação do pilar P2 encontram-se devidamente quantificada no quadro 5.53.

Quadro 5.53 – Valores de cálculo da resistência à tração e compressão das correspondentes zonas da ligação para os diferentes níveis de atuação do esforço transversal

F_T	$F_{T,Rd,0}$	$F_{T,Rd,0}$	$F_{T,Rd,2}$	$F_{T,Rd,3}$	$F_{T,Rd,4}$	$F_{T,Rd,5}$
			[kN]			
	438.54	438.54	385.66	257.11	128.55	0.00
F_C	= min($F_{c,fc,Rd}$; $F_{c,pl,Rd}$)					
	[kN]					
	1065.27					

Relativamente à parcela dos binários das forças caracterizadoras do respetivo braço do binário a cada caso de combinação de ação que pode ocorrer numa ligação, estes são definidos no quadro 5.54.

Quadro 5.54 – Parcela dos braços dos binários relativos às zonas de tração e compressão de uma ligação

z_T	z_C
[m]	
0.295	0.242

O momento fletor resistente da ligação para cada caso de combinação de ações deve resultar da aplicação das expressões apresentadas no quadro 5.55.

Quadro 5.55 – Expressões de cálculo do momento resistente $M_{j,Rd}$ das bases de pilares

Caso	Esforço dominante	$z[m]$	$M_{j,Rd}$ [kN.m]	
1	Tração	$z = z_{T,l} + z_{T,r} = 0.590$	1.1	1.2
			$N_{Ed} > 0$ e $0 < e < 0.295$	$N_{Ed} > 0$ e $-0.295 < e < 0$
			O menordos valores	
			$\frac{F_{T,Rd} z}{z_{t,r} / e + 1}$	$\frac{F_{T,Rd} z}{z_{t,r} / e + 1}$
2	Compressão	$z = z_{C,l} + z_{C,r} = 0.484$	2.1	2.2
			$N_{Ed} \leq 0$ e $-0.242 < e < 0$	$N_{Ed} \leq 0$ e $0 < e < 0.242$
			O menordos valores	
			$\frac{-F_{C,Rd} z}{z_{c,r} / e + 1}$	$\frac{-F_{C,Rd} z}{z_{c,l} / e - 1}$
3	Flexão negativa	$z = z_{C,l} + z_{T,r} = 0.537$	3.1	3.2
			$N_{Ed} > 0$ e $e \leq -0.295$	$N_{Ed} \leq 0$ e $e > 0.242$
			O menordos valores	
			$\frac{-F_{C,Rd} z}{z_{t,r} / e + 1}$	$\frac{F_{T,Rd} z}{z_{c,l} / e - 1}$
4	Flexão positiva	$z = z_{T,l} + z_{C,r} = 0.537$	4.1	4.2
			$N_{Ed} > 0$ e $e > 0.295$	$N_{Ed} \leq 0$ e $e \leq -0.242$
			O menordos valores	
			$\frac{F_{T,Rd} z}{z_{c,r} / e + 1}$	$\frac{-F_{C,Rd} z}{z_{t,l} / e - 1}$

O momento fletor é arbitrado como positivo no sentido do ponteiro dos relógios.
A tração considerada é positiva.

5.5. RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES

5.5.1. QUANTIFICAÇÃO DA RIGIDEZ DOS COMPONENTES BÁSICOS

Os valores de cálculo dos coeficientes de rigidez relativos a cada componente são os apresentados no quadro 5.56, os quais foram determinados à custa do quadro 4.3, através das expressões correspondentes aos casos em que não se desenvolvem forças de alavanca uma vez que $L_b > L_b^*$, tal como já se justificou para todas as situações.

Quadro 5.56 – Coeficientes de rigidez dos componentes de uma ligação de bases de pilares

	k_{13}	k_{15} [m]	k_{16}
Ligação de P1 e P2 do PT1	0.018822	0.055690	0.002236
Ligação de P1 do PT2	0.018822	0.055690	0.002236
Ligação de P2 do PT2	0.021207	0.071834	0.002551

5.5.2. DEFINIÇÃO DA RIGIDEZ GLOBAL DA LIGAÇÃO

O presente ponto consiste na quantificação da rigidez da ligação para cada combinação de ação e sua posterior classificação, a qual resulta da comparação do seu valor, $S_{j,ini}$, com o limite a partir do qual a ligação deve ser considerada rígida, S_{limite} .

Neste sentido, determinar-se-á a rigidez da ligação $S_{j,ini}$ para as diferentes combinações à custa do quadro 4.4 através do cálculo da expressão correspondente à combinação atuante, o que se realiza à custa da escolha do intervalo de excentricidade e esforço axial a que a ação pertence. Posteriormente, define-se o limite a partir do qual a ligação é rígida e verificamos se a ligação apresenta as condições necessárias para ser rígida.

No entanto, em primeiro lugar é necessário apresentar as propriedades da ligação necessárias ao cálculo da rigidez, $S_{j,ini}$, independentes das ações. Neste sentido, deve-se determinar a rigidez das zonas esquerda e direita da ligação à tração e compressão, as quais são exibidas no quadro 5.57. Note-se que a rigidez à tração esquerda e direita da ligação apresentam o mesmo valor, assim como para o caso da compressão, daí a simplificação introduzida relativamente à nomenclatura do código.

Quadro 5.57 – Coeficiente de rigidez à tração e compressão das zonas tracionadas e comprimidos da ligação

	k_T [m]	k_C
Ligação de P1 e P2 do PT1	0.002150	0.018822
Ligação de P1 do PT2	0.002150	0.018822
Ligação de P2 do PT2	0.002464	0.021207

É também necessário considerar as parcelas dos braços dos binários correspondentes às zonas de tração e compressão da ligação, para as diferentes ligações, assim como o binário propriamente dito para cada caso de ação.

A rigidez da ligação depende dos valores atuantes de esforço axial e momento fletor devido à existência do coeficiente de relação de rigidez, μ . Portanto, vai-se determinar a rigidez da ligação para cada combinação à custa das considerações tecidas no presente Capítulo bem como no ponto 4.3.2 da presente dissertação, o que se realiza no quadro 5.58.

Quadro 5.58 – Determinação da rigidez da ligação, $S_{j,ini}$

Combinação	M_{Ed} [kN.m]	N_{Ed} [kN]	e [m]	$reta$	$M_{j,Rd}$ [kN.m]	$2/3M_{j,Rd}$ [kN.m]		μ	$S_{j,ini}$ [kN.m/rad]
Pilares P1 e P2 do Pórtico 1, PT1									
1 de P1 e P2	125	-87.19	-1.434	4.2	127.45	84.96	$M_{Ed} > 2/3M_{j,Rd}$	2.836	24712.49
2 de P1	11.01	-59.50	-0.187	4.2	124.57	83.05	$M_{Ed} < 2/3M_{j,Rd}$	1	221664.11
2 de P2	94.00	-44	-2.613	4.2	121.92	81.28	$M_{Ed} > 2/3M_{j,Rd}$	1.481	45789.88
Pilar P1 do Pórtico 2, PT2									
1									
2									
Pilar P2 do Pórtico 2, PT2									
1	265.60	--129.70	--2.048	4.2	267.06	178.04	$M_{Ed} > 2/3M_{j,Rd}$	2.944	49930.81
2	266.80	-162.40	--1.643	4.2	276.18	184.12	$M_{Ed} > 2/3M_{j,Rd}$	2.722	55374.0

5.5.3. Classificação da rigidez global da ligação

Uma vez que a estrutura é de nós fixos deve-se determinar a esbelteza do pilar cujas extremidades se admitem articuladas, λ_0 , para se definir a equação que permite determinar o limite a partir do qual a ligação é classificada como rígida, quadro 5.59.

Quadro 5.59 – Quantificação da esbelteza do pilar e identificação do intervalo a que pertence

Pilares P1 e P2 do PT1			
0	<	λ_0	< 0.5
0.355965			
Pilar P1 PT2			
0	<	λ_0	< 0.5
0.46912			
Pilar P2 PT2			
0.46912			

De acordo com o obtido, o limite de rigidez, S_{limite} , determina-se à custa da expressão (4.84), o qual se quantifica no quadro 5.60.

Quadro 5.60 – Quantificação do limite de rigidez da ligação

Valor a partir do qual a ligação é rígida, S_{limite} [kN.m/ rad]	
Pilares P1 e P2 do PT1	0
Pilar P1 do PT2	0
Pilar P2 do PT2	0

Uma vez determinado o limite de rigidez a partir do qual a ligação é rígida deve-se compará-lo com a rigidez da ligação relativa a cada combinação de ações em abordagem, quadro 5.61.

Quadro 5.61 – Valores de rigidez da ligação, $S_{j,ini}$, e correspondente valor limite, S_{limite}

	Combinação	$S_{j,ini}$ [kN.m/ rad]	S_{limite} [kN.m/ rad]
Pilares P1 e P2 do PT1	1 de P1 e P2	24712.49	0
	2 de P1	221664.11	
	2 de P1	45789.88	
Pilar P1 do PT2	1	404799.80	0
	2	53103.00	
Pilar P2 do PT2	1	49930.81	0
	2	55374.02	

Ora, a ligação possui, para todos os pontos em estudo, uma rigidez superior à rigidez a partir da qual a ligação é considerada rígida, o que permite afirmar que a ligação é rígida para todas as possibilidades de ações que ocorram na ligação, apesar de se aconselhar, numa situação de projeto real que se dê maior atenção às combinações de esforço axial e momento fletor existentes, uma vez que apenas estudamos duas situações extremas.

5.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente capítulo apresenta o dimensionamento de ligações de bases de pilares de dois pórticos de pavilhões industriais, os quais são compostos por dois pilares cada um. Neste sentido, procedemos ao dimensionamento das quatro ligações correspondentes, de acordo com o exposto no Capítulo 4.

O capítulo seguinte apresenta as principais conclusões do trabalho.

6

CONCLUSÃO

A presente dissertação permite determinar as propriedades estruturais de qualquer ligação soldada composta pelos seguintes elementos: fundação, argamassa de selagem, chapa de base, e uma linha de chumbadouros no exterior do banzo da secção transversal do pilar, á custa de uma ferramenta de cálculo especialmente desenvolvida para o efeito.

Foram apresentadas todas as considerações necessárias à compreensão das regras definidas pelo EC3-1-8, responsável pelo dimensionamento das ligações quer do ponto teórico quer prático.

Neste sentido, definindo-se as características dos elementos que constituem a ligação obtemos um ábaco resistente relativamente à tipologia de ações que podem ter lugar, nomeadamente à flexão composta e esforço transversal, à custa do qual é possível verificarmos se a ligação resiste às ações de projeto, bem como classificar a sua rigidez.

7

RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A presente dissertação não aborda todas as possibilidades de dimensionamento de ligações de bases de pilares existentes. Neste sentido, sugere-se que em trabalhos futuros se desenvolva uma ferramenta de cálculo com mais do que uma fiada de parafusos no exterior de cada banzo da secção transversal do pilar bem como entre banzos. É também importante que se estude a resistência e rigidez de uma ligação de bases de pilares metálicos quando solicitados na direção perpendicular à abordagem realizada, ou seja na direção do desenvolvimento do banzo do pilar.

BIBLIOGRAFIA

- [1] CEN, Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço. Parte 1-8: Dimensionamento de ligações
- [2] CEN, Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios
- [3] CEN, Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios
- [4] VV.AA. *Joint components behaviour WP2 – Modelling of the components*. InFaSo. Coimbra, 2008
- [5] VV.AA. *Joints in Steel Construction Moment Connections*. The Steel Construction Institute, Ascot, 1995.
- [6] Silva, L., Santiago, A. *Manual de ligações metálicas*. Luís Simões da Silva e Aldina Santiago, Coimbra, 2003.
- [7] Oliveira, F. *Projeto de edifícios em estruturas metálicas*, Dissertação de Mestrado Integrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2013.
- [8] Silva, L., Santiago, A. *Manual de ligações metálicas*. Luís Simões da Silva e Aldina Santiago, Coimbra, 2003.
- [9] Owens, G., Cheal, B. *structural Steelwork Connections*. Butterworth & Co Lda, London, 1989
- [10] <http://orbi.ulg.ac.be/handle/2268/26142>, 2/10/2012
- [11] <http://orbi.ulg.ac.be/handle/2268/26140>, 5/10/2012
- [12] <http://orbi.ulg.ac.be/handle/2268/26141>, 8/10/2012
- [13] <http://repository.tudelft.nl/view/ir/uuid%3Abb2e04b1-6f1f-4ffd-8fea-ba1370f0d23f/>, 11/10/2012
- [14] <http://pt.scribd.com/doc/99940789/2>, 15/10/2012
- [15] <http://pt.scribd.com/doc/38590092/NCCI-Design-of-Fixed-Column-Base-Joints>, 18/10/2012
- [16] <http://www.steelconstruction.info/index.php?title=Special:ImagePage&t=SN045a.pdf>, 20/10/2012